

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

**Band:** 2 (1936)

**Rubrik:** IIIa. Influence des actions dynamiques sur les constructions soudées  
(études expérimentales et résultats pratiques)

#### **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:** 21.01.2026

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

### III a

**Influence des actions dynamiques sur les constructions soudées  
(études expérimentales et résultats pratiques).**

**Einfluß dynamischer und häufig wechselnder Lastwirkungen  
auf geschweißte Konstruktionen  
(Versuchsforschungen und Auswirkung auf die praktische Ausführung).**

**Influence of dynamic and frequently alternating loading on welded structures  
(Research work and its practical application).**

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

### III a 1

#### Considérations générales sur le soudage.

#### Allgemeine Betrachtungen über das Schweißen.

#### General Considerations on Welding.

Oberbaurat Dr. Ing. K. Schaechterle,  
Direktor bei der Reichsbahn, Berlin.

Les résultats des essais d'endurance effectués par le Prof. *O. Graj* de 1928 à 1933 au Laboratoire d'essai des matériaux de l'Ecole polytechnique de Stuttgart sont résumés dans mon rapport intitulé: «La durabilité des assemblages rivés et soudés, et le dimensionnement des éléments sollicités dynamiquement, basé sur les résultats d'essais à la durabilité» (2<sup>e</sup> vol. de «Mémoires» de l'A.I.P.C., Zurich 1934). Depuis lors, nos connaissances sur l'influence des charges dynamiques, souvent répétées, ont été étendues et approfondies par de très nombreuses études.

Nous avons fait différentes constatations qui concordent avec les résultats d'études parallèles faites dans d'autres instituts de recherches. L'endurance des aciers de construction de composition et d'origine différentes est influencée par les irrégularités du matériau, les particularités de surface et le degré d'usinage. Les amincissements et les épaississements, les trous et les cordons de soudure ont une influence défavorable sur l'endurance. Sous une surcharge (statique) croissant progressivement, la rupture est précédée d'une forte déformation plastique liée à une solidification par étirage à froid tandis que sous une surcharge ondulée et alternée souvent répétée, la déformation plastique et la solidification sont plus faibles et les valeurs de l'endurance se trouvent plus ou moins bas au-dessous des valeurs de rupture ordinaire. Pour une surcharge statique, les ondes et les pointes de tension se font beaucoup moins sentir, par suite d'égalisation des tensions dans le domaine plastique, tandis que pour une surcharge dynamique, les pointes de tensions entraînent une réduction de l'endurance. Cette réduction est beaucoup plus grande dans les aciers durs que dans les aciers doux. Finalement, les aciers pour lesquels le relèvement de la résistance et de la limite d'éirement est lié à un fort accroissement de la sensibilité aux entailles, ne conviennent pas du tout aux besoins de la construction des ponts.

Les résistances à la traction  $\sigma_B = 40$  et  $57 \text{ kg/mm}^2$  et les résistances aux efforts répétés (variant entre 0 et une limite déterminée)  $\sigma_U = 27$  et  $31 \text{ kg/mm}^2$ , déterminées sur des éprouvettes en acier St. 37 et St. 52, ont donné: un rapport  $\frac{\text{résistance aux efforts répétés}}{\text{résistance à la traction}} = 0,68$  pour l'acier St. 37 et  $0,55$  pour l'acier

St. 52. Pour une barre avec trous, ces rapports sont 0,50 pour l'acier St. 37 et 0,36 pour l'acier St. 52. La réduction est plus forte pour l'acier St. 52 que pour l'acier St. 37, ce qu'il faut attribuer à la plus forte sensibilité aux entailles de l'acier St. 52.

L'acier doux ordinaire St. 37 convient aussi bien au rivetage qu'au soudage. Les aciers à haute résistance St. 52 de composition et d'origine différentes présentent de grandes différences quant à leur soudabilité. Des aciers avec alliages et à haute teneur en carbone, traités imparfaitement du point de vue mécanique et thermique ont déjà conduit à des échecs. Le soudage et les inévitables contraintes de retrait ont amené des fissures dangereuses dans un acier St. 52 avec 0,25 % C; 1,20 % Mn; 0,76 % Si; 0,5 % Cu; 0,023 % S et P, avec hautes limites de rupture ( $\sigma_B = 58 \text{ kg/mm}^2$ ) et d'écoulement ( $\sigma_F = 44 \text{ kg/mm}^2$ ) pour un allongement de 20 %; cet acier présentait cependant de fines entailles à partir des bords. Jusqu'à présent on n'a constaté aucun phénomène semblable dans les aciers St. 52 à surface lisse et sans entaille et avec moins de 0,18 % de C et 0,5 % de Si. Pour les constructions soudées en acier St. 52 il faut donc déterminer par des essais la composition la plus favorable du matériau. Il faut en outre fixer quelle électrode fournit le meilleur assemblage avec le métal de base choisi; le plus simple est de contrôler les électrodes par des éprouvettes avec soudures bout à bout soumises à un essai d'endurance (résistance aux efforts répétés). Il faut en outre déterminer la composition, la structure et la fissurabilité du métal de base et du métal d'apport.

I. C'est en 1931 qu'ont paru les premières prescriptions allemandes sur les ouvrages soudés (DIN 4000 pour les ponts et les charpentes); elles s'appuyaient sur les essais statiques du laboratoire d'essais de Dresde. On croyait alors que les soudures d'angle étaient préférables aux soudures en bout et, suivant l'exemple de la construction rivée, on se servait de couvre-joints. On traitait les ponts soudés comme les ouvrages rivés, c'est-à-dire que l'on prescrivait les mêmes formules pour le dimensionnement des sections: par ex. pour une charge alternée et un acier St. 37,  $\sigma = \frac{M_{\max} - 0,3 M_{\min}}{W_n} \leq \sigma_{\text{adm}} \leq 14 \text{ kg/mm}^2$ . Pour les cordons soumis à des charges ondulées on avait introduit la formule américaine  $M = M_{\max} + \frac{1}{2} (M_{\max} - M_{\min})$ . Les premiers essais d'endurance sur des éléments de construction soudés ont fourni des résultats étonnans par rapport aux essais statiques. Ils ont montré que la résistance d'un assemblage soudé dépendait non seulement de la résistance de la soudure et de la zone de transition, dans laquelle les propriétés du métal de base ont été modifiées par la chaleur au cours du soudage, mais dans une beaucoup plus forte proportion de l'écoulement des forces; l'état intérieur de tension joue le rôle le plus important sur l'apparition de la rupture par fatigue. Le joint bout à bout avec écoulement naturel des forces a fourni une bien meilleure résistance à la traction ondulée que l'assemblage par couvre-joint avec soudures d'angle où les forces sont déviées et où se produisent des pointes de tension. On a recouvert un assemblage en bout par des couvre-joints supplémentaires avec soudures d'angle et l'on a remarqué que la résistance aux efforts ondulés et alternés diminuait assez fortement. La rupture partait des soudures d'angle frontales qui, contrairement à ce que l'on pensait jusqu'alors, fournissent

de bien meilleurs résultats lorsqu'elles sont concaves, avec raccord doux de la soudure à la tôle, que lorsqu'elles sont exécutées sous forme de soudures d'angle pleines. En tenant compte des résultats des essais on a introduit, dans le règlement officiel DIN 4100 de 1933 une utilisation des soudures bout à bout aux  $4/5$  de la contrainte admissible pour le métal de base. Cette prescription conduit à l'adoption de soudures obliques. D'autres essais ont montré cependant que l'allongement du cordon de soudure n'a pas augmenté l'endurance de l'assemblage par rapport à une soudure bout à bout perpendiculaire. D'autre part il est possible de relever l'endurance des assemblages à couvre-joints par des mesures spéciales telles que l'affûtage des extrémités des couvre-joints, permettant d'obtenir une transition douce, et l'usinage soigné à la fraise des soudures d'angle et tout spécialement des extrémités des soudures d'angle latérales. Il fut ainsi nécessaire de modifier encore une fois les règlements en faisant une distinction nette entre les ouvrages sollicités statiquement et les ouvrages sollicités surtout dynamiquement.

Si l'on porte sous forme de diagrammes les résistances à la fatigue d'un acier ordinaire et d'un acier à haute résistance on obtient la courbe de  $\sigma_o$  représentée à la fig. 1 par rapport à la contrainte inférieure  $\sigma_u$ . L'amplitude  $\sigma_s = \sigma_o - \sigma_u$  est donnée par la distance comprise entre la courbe de  $\sigma_o$  et la droite inclinée à  $45^\circ$  de  $\sigma_u$ . La surface hachurée est le domaine des oscillations. A cause des grandes déformations qu'entraîne le dépassement de la limite d'écoulement, les parties du diagramme situées au delà de cette limite n'entrent pas en ligne de compte pour les applications pratiques. Dans la partie restante du diagramme on peut approximativement remplacer la courbe d'endurance par une droite. L'amplitude décroît vers la limite d'écoulement. Pour les constructions soudées, les essais du Prof. *Graf* permettent d'admettre avec une exactitude suffisante une amplitude  $\sigma_s$  partout égale, c'est-à-dire  $\sigma_s = \sigma_u = 2 \sigma_w$ .

Pour dimensionner les pièces de ponts sollicitées dynamiquement, il faut considérer les valeurs maxima des efforts normaux, des efforts tranchants et des moments de flexion provenant de la charge fixe et de la charge mobile multipliée par le coefficient  $\varphi$ . Les contraintes que donnent ces valeurs maxima doivent se trouver à l'intérieur du diagramme de sécurité ( $\sigma_{D\text{adm}}$ ).

Sur la base des résultats fournis par les essais exécutés par la Commission spéciale (Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen, Berlin 1935, Edition VDI), le comité chargé d'établir les règlements concernant les ponts-rails soudés a déterminé les diagrammes représentés aux fig. 2a et 2b.

Dans ces diagrammes apparaît clairement l'exigence actuelle du relèvement, aussi poussé que possible, des contraintes admissibles.  $\sigma_{D\text{adm}}$  se rapproche fortement des valeurs de résistance aux efforts alternés obtenues lors des essais (valeurs moyennes pour  $2 \cdot 10^6$  oscillations), l'écart n'est en partie que de  $1 \text{ kg/mm}^2$ . On n'a pas tenu compte des inévitables contraintes de retrait. Tout en conservant la méthode de calcul indiquée dans le règlement allemand BE (Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken), on a introduit à côté du coefficient d'oscillations  $\gamma$  pour les parties d'ouvrages sans joints, des coefficients de forme variables  $\alpha$ , qui permettent de traiter les éléments sollicités dynamiquement comme ceux soumis à des charges fixes. Dans le contrôle des contraintes avec  $\sigma_I = \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{M_{I\text{max}}}{W_n} \leq \sigma_{\text{adm}}$ , les moments de flexion maxima, provenant

de la charge permanente et de la surcharge ( $M_I = M_g + \varphi \cdot M_P$ ), seront multipliées par le coefficient d'oscillation  $\gamma$  et les différents types de construction ainsi que l'usinage des soudures seront pris en considération grâce au coefficient de forme  $\alpha$ . On calcule donc avec des contraintes virtuelles  $\sigma_I$  alors que les contraintes réelles s'obtiennent inversément à partir de  $\sigma_{\max} = \frac{\alpha}{\gamma} \cdot \sigma_I \left( = \frac{M_{I \max}}{W_n} \right)$ . Les

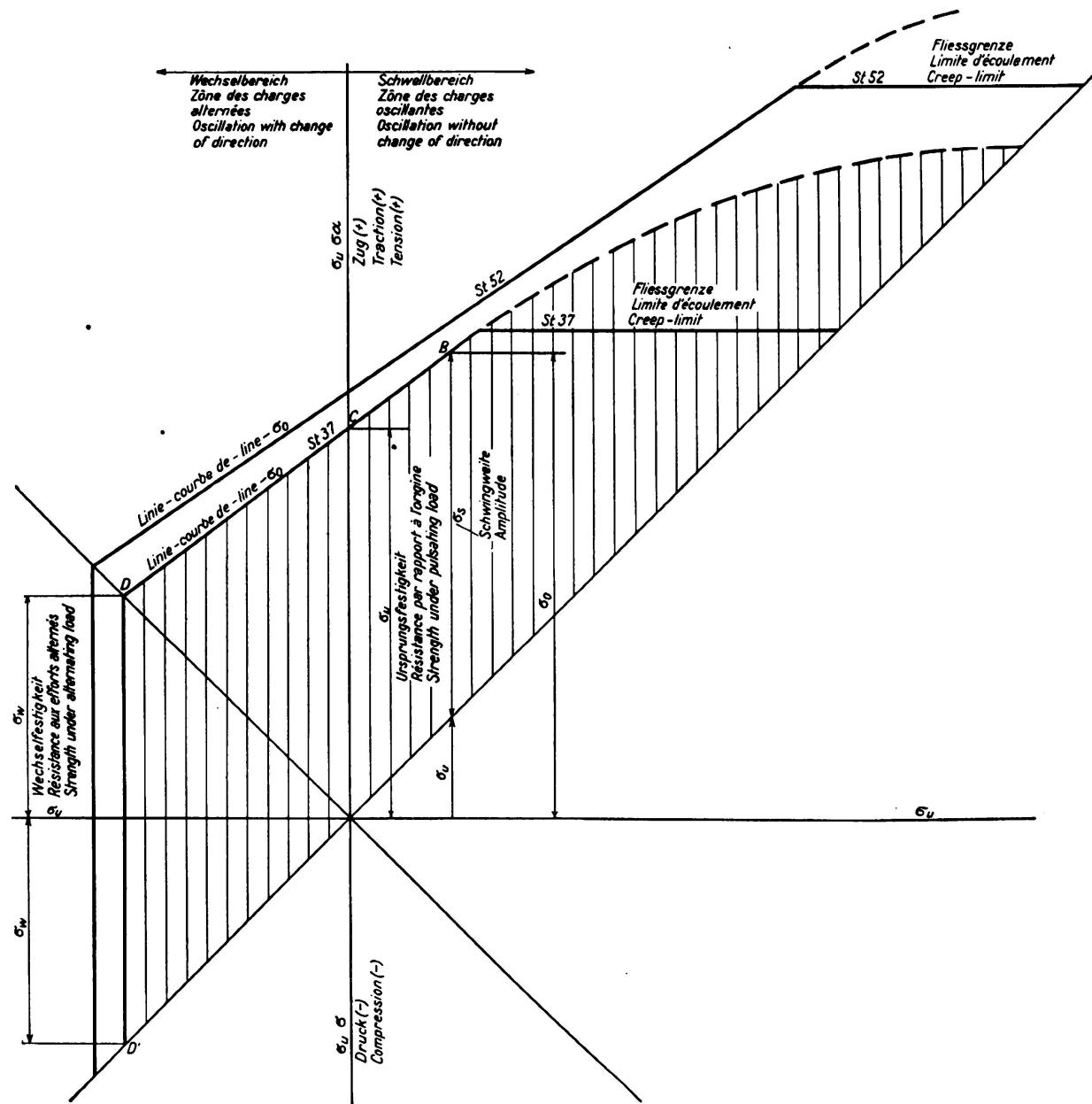


Fig. 1.

Courbe d'endurance à la traction (courbe de  $\sigma_0$ ) pour les aciers St. 37 et St. 52.

valeurs  $\gamma$  et  $\alpha$  pour ponts-rails se trouvent dans les tableaux 1, 2 et 3 du Règlement provisoire pour les ponts-rails à âme pleine soudés (Vorläufige Vorschriften für geschweißte vollwandige Eisenbahnbrücken). Les valeurs  $\gamma$ , qui dépendent du rapport  $\frac{S_{I\min}}{S_{I\max}}$ , respectivement  $\frac{M_{I\min}}{M_{I\max}}$  sont à tirer du diagramme des tensions

pour  $\alpha = 1$ . Pour les valeurs  $\alpha$ , rapportées à  $\frac{S_{I \min}}{S_{I \max}}$ , resp.  $\frac{M_{I \min}}{M_{I \max}}$ , on obtient des courbes à faible courbure qui, dans les règlements, peuvent être approximative-

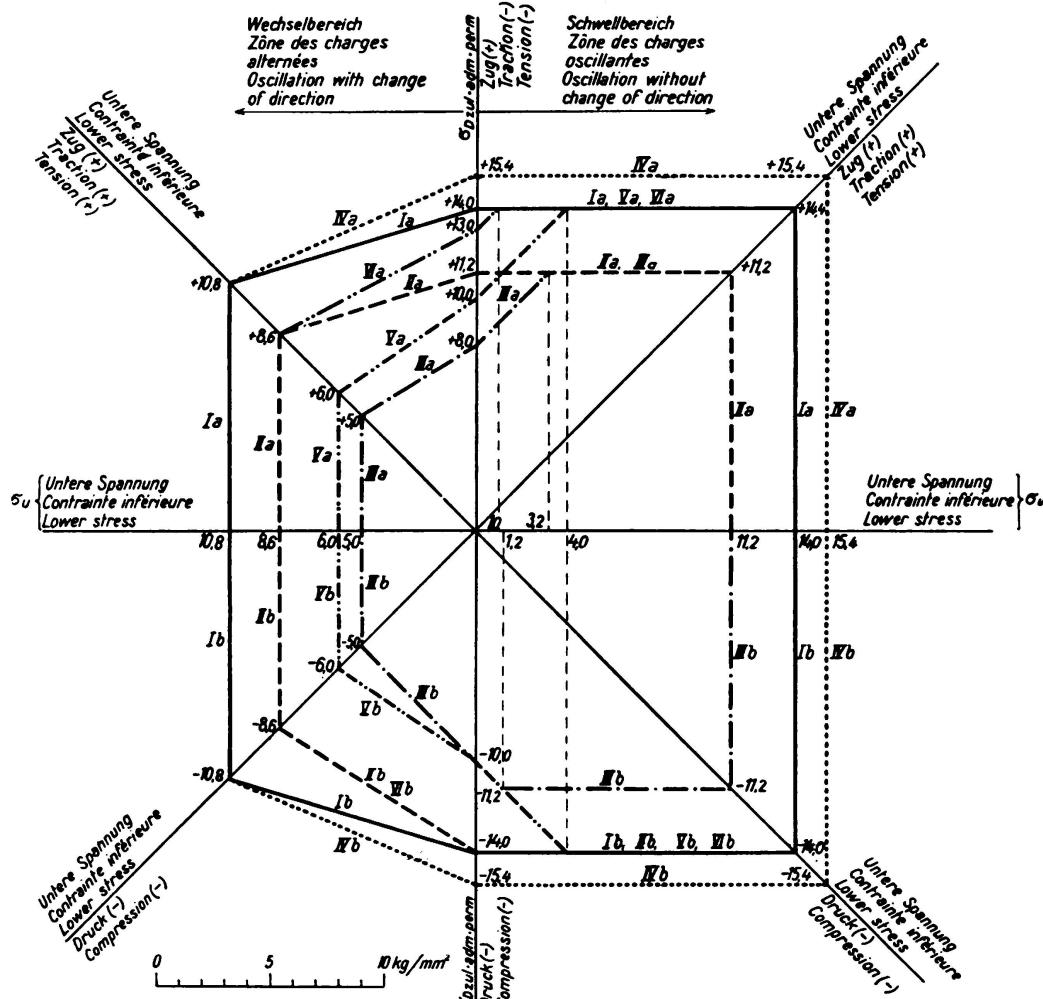


Fig. 2 a.

Diagramme des contraintes admissibles  $\sigma_{D \text{ adm}}$  dans le cas des ponts soudés en acier St. 37.

- I a, I b Parties d'ouvrages ne comportant pas de joints, dans les domaines de la traction et de la compression;
- II a Parties d'ouvrages comportant des joints, dans le domaine de la traction, au voisinage des cordons de soudure bout à bout et dans ces cordons eux-mêmes, avec reprise des racines des cordons et usinage;
- II b Comme en II a, mais dans le domaine de la compression;
- III a, III b Comme en II a, II b, mais lorsqu'il n'est pas possible de reprendre les cordons par la racine;
- IV a, IV b Contraintes principales admissibles suivant la formule:

$$\sigma = \frac{\sigma_I}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_I^2 + 4 \tau_I^2}$$

- V a, V b Parties d'ouvrages au voisinage de cordons frontaux et au commencement de cordons latéraux, le raccordement des cordons frontaux et les extrémités des cordons latéraux n'ayant pas été usinés.
- VI a, VI b Comme en V a, V b mais avec usinage soigné du raccordement des cordons frontaux et des extrémités des cordons latéraux.

ment remplacées par des droites. Le dimensionnement des ponts-rails soudés n'est pas rendu plus simple et plus expressif par la méthode de calcul choisie. La réduction des contraintes admissibles, rendue très claire par les diagrammes

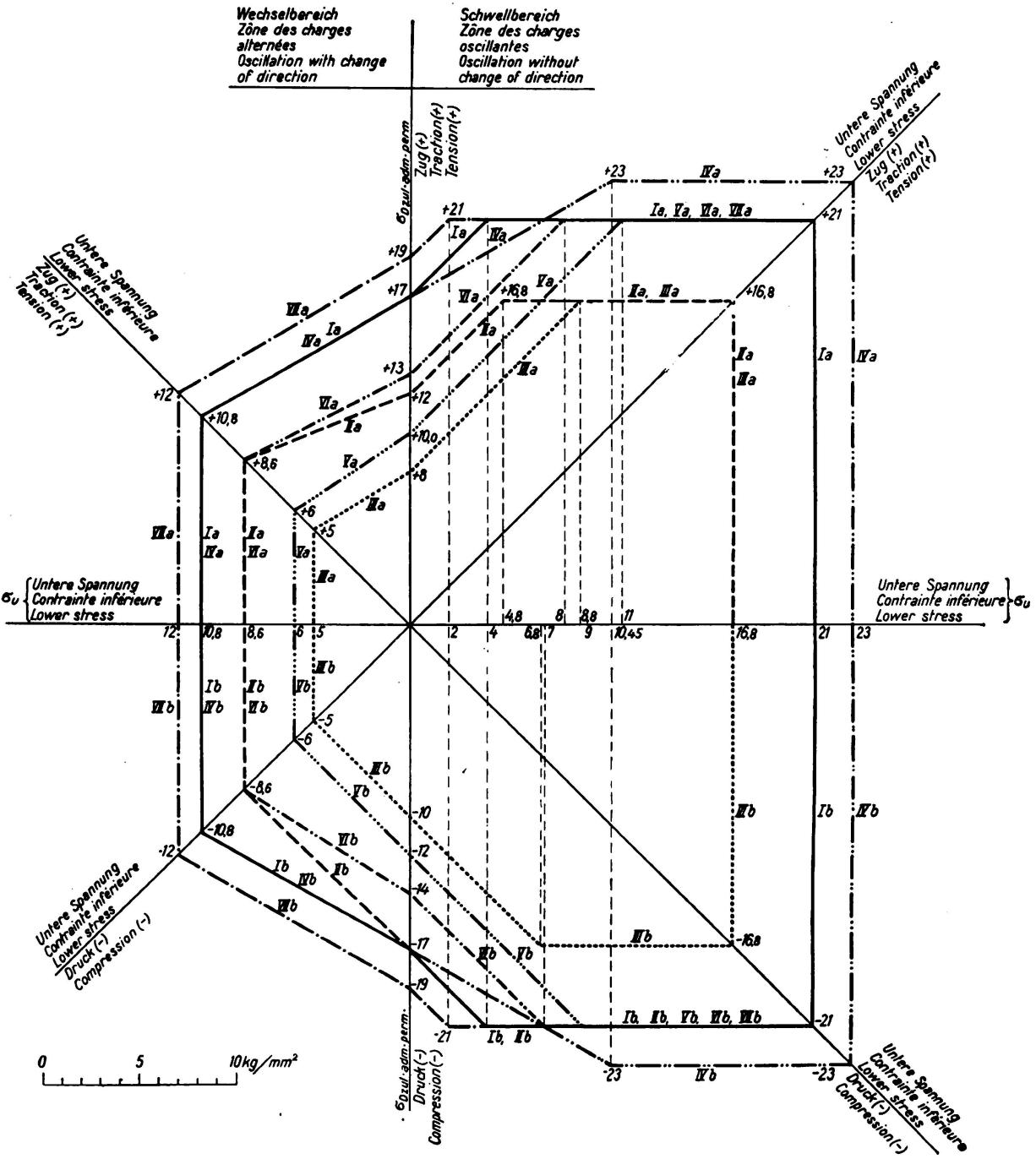


Fig. 2 b.

### Diagramme des contraintes admissibles $\sigma_{D\text{adm}}$ dans le cas des ponts soudés en acier St. 52.

I a, I b Parties d'ouvrages ne comportant pas de joints, dans les domaines de la traction et de la compression, pour un trafic intense (plus de 25 trains par jour sur chaque voie);

II a Parties d'ouvrages comportant des joints, dans le domaine de la traction, au voisinage des cordons de soudure bout à bout et dans ces cordons eux-mêmes, avec reprise des racines des cordons et usinage;

II b Comme en II a, mais dans le domaine de la compression;

III a, III b Comme en II a, II b, mais lorsqu'il n'est pas possible de reprendre les cordons par la racine;

IV a, IV b Contraintes principales admissibles suivant la formule:

$$\sigma = \frac{\sigma_I}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_I^2 + 4 \tau_I^2}.$$

V a, V b Parties d'ouvrages au voisinage de cordons frontaux et au commencement de cordons latéraux, le raccordement des cordons frontaux et les extrémités des cordons latéraux n'ayant pas été usinés.

VI a, VI b Comme en Va, Vb mais avec usinage soigné des raccordements des cordons frontaux et des extrémités des cordons latéraux;

VIIa, VIIb Comme en Ia, Ib mais pour un trafic faible (jusqu'à 25 trains par jour sur chaque voie).

de tension, devient compliquée par suite de l'introduction des coefficients. La voie naturelle est cependant de démontrer que les contraintes maxima ( $\sigma_{\max}$ ), que fournit le calcul statique, se trouvent dans tous les cas dans le domaine admissible, caractérisé par les diagrammes de contraintes. La réduction des contraintes admissibles poussera l'ingénieur à construire économiquement et d'une manière adaptée au soudage: il choisira par exemple les joints bout à bout au lieu de ceux avec couvre-joints, il placera les joints des poutres aux environs des points où les moments sont nuls, il éloignera des membrures les soudures de gorge dans les poutres à âme pleine, etc.

Si l'on admet une amplitude partout égale, on obtient pour cette amplitude, décroissant régulièrement vers la limite d'écoulement, la formule simple de dimensionnement, trouvée par *Wöhler*:

$$F_{\text{néc.}} = \frac{S_{\max} - S_{\min}}{\sigma_{U \text{ adm}}}$$

tirée de la formule générale:

$$\sigma_{D \text{ adm}} = \frac{\sigma_{U \text{ adm}}}{1 - \frac{\sigma_{U \text{ adm}} - \sigma_{W \text{ adm}}}{\sigma_{W \text{ adm}}} \cdot \frac{S_{\min}}{S_{\max}}} = \frac{S_{\max}}{F_{\text{néc.}}}$$

avec  $\sigma_s = \sigma_U = 2 \sigma_W$ .

Le calcul est ainsi fortement simplifié. Les tableaux ne sont plus nécessaires. On n'a plus qu'à déterminer les contraintes de base, les amplitudes admissibles,  $\sigma_{S \text{ adm}}$ , les coefficients de réduction pour joints bout à bout (= 0,8) et pour assemblages à couvre-joints avec soudures d'angle frontales et latérales (0,65 à 0,75). Il est ainsi possible de procéder au dimensionnement sans aucun tableau.

D'après nos connaissances actuelles, ces simplifications permettent de dimensionner dans les domaines de traction et de compression les éléments de construction continu et sans joint, en acier St. 37 et St. 52, à l'aide des lignes Ia et Ib, avec une amplitude  $\sigma_{S \text{ adm}} = \sigma_{U \text{ adm}} = 2 \sigma_{W \text{ adm}} = 14$  et  $16 \text{ kg/mm}^2$ . Pour les pièces jointes bout à bout (reprise des racines des cordons et usinage) il faut considérer dans le domaine de la traction la ligne IIa avec une amplitude de  $0,8 \times 14 = 11,2 \text{ kg/mm}^2$  pour l'acier St. 37 et  $0,8 \times 16 = 12,8 \text{ kg/mm}^2$  pour l'acier St. 52. Les joints bout à bout soumis à la compression peuvent être sollicités comme les pièces continues et sans joint (ligne IIb). Pour les éléments

de construction situés aux environs des soudures d'angle frontales et au commencement des cordons latéraux (raccordements soigneusement usinés), ce sont les lignes IIIa et IIIb qui sont valables:  $0,75 \cdot 14 = 10,5 \text{ kg/mm}^2$  et  $0,75 \cdot 16 = 12,0 \text{ kg/mm}^2$ . Si les cordons ne sont pas usinés, il faut considérer les lignes IVa et IVb avec  $0,65 \times 14 = 9,1 \text{ kg/mm}^2$  pour l'acier St. 37 et  $0,65 \cdot 16 = 10,4 \text{ kg/mm}^2$  pour l'acier St. 52 (fig. 3a et 3b).

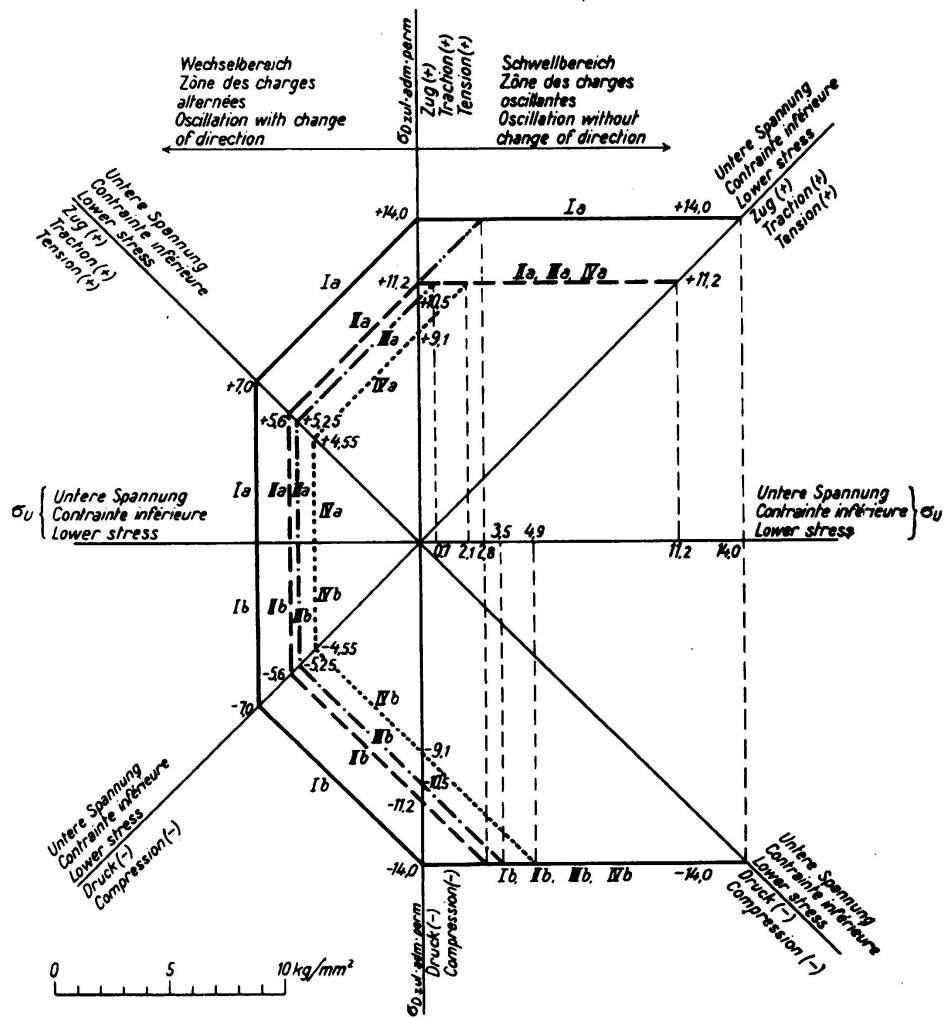


Fig. 3 a.

Diagramme des contraintes admissibles  $\sigma_{D,adm}$  dans le cas des ponts soudés en acier St. 37.

- I a, I b Parties d'ouvrages ne comportant pas de joints, dans les domaines de la traction et de la compression.  $\sigma_u = 14 \text{ kg/mm}^2$ .
- II a, II b Parties d'ouvrages comportant des joints, dans les domaines de la traction et de la compression, au voisinage des cordons de soudure bout à bout et dans ces cordons eux-mêmes, avec reprise des racines des cordons et usinage.  $\sigma_u = 0,8 \cdot 14 = 11,2 \text{ kg/mm}^2$ .
- III a, III b Parties d'ouvrages, dans les domaines de la traction et de la compression, au voisinage de cordons frontaux et au commencement de cordons latéraux, le raccordement des cordons frontaux et les extrémités des cordons latéraux étant soigneusement usinés.  $\sigma_u = 0,75 \cdot 14 = 10,5 \text{ kg/mm}^2$ .
- IV a, IV b Comme ci-dessus dans les domaines de la traction et de la compression. Raccordement des cordons frontaux et extrémités des cordons latéraux non usinés.  $\sigma_u = 0,65 \cdot 14 = 9,1 \text{ kg/mm}^2$ .

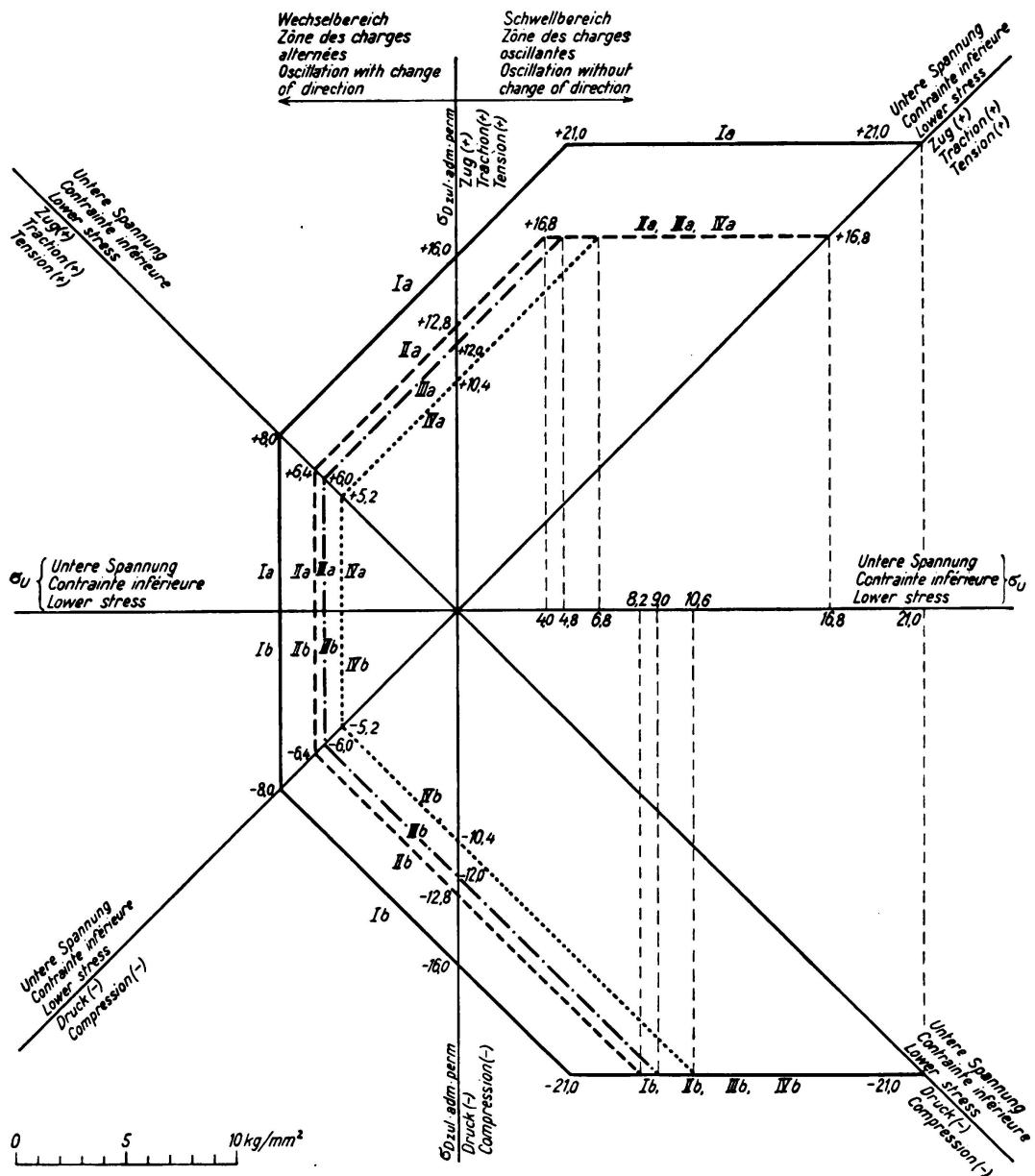


Fig. 3 b.

Diagramme des contraintes admissibles  $\sigma_{Dadm}$  dans le cas des ponts soudés en acier St. 52.

- I a, I b Parties d'ouvrages ne comportant pas de joints, dans les domaines de la traction et de la compression.  $\sigma_u = 16 \text{ kg/mm}^2$ .
- II a, II b Parties d'ouvrages comportant des joints, dans les domaines de la traction et de la compression, au voisinage des cordons de soudure bout à bout et dans ces cordons eux-mêmes, avec reprise des racines des cordons et usinage.  $\sigma_u = 0,8 \cdot 16 = 12,8 \text{ kg/mm}^2$ .
- III a, III b Parties d'ouvrages, dans les domaines de la traction et de la compression, au voisinage de cordons frontaux et au commencement de cordons latéraux, le raccordement des cordons frontaux et les extrémités des cordons latéraux étant soigneusement usinés.  $\sigma_u = 0,75 \cdot 16 = 12 \text{ kg/mm}^2$ .
- IV a, IV b Comme ci-dessus dans les domaines de la traction et de la compression. Raccordement des cordons frontaux et extrémités des cordons latéraux non usinés.  $\sigma_u = 0,65 \cdot 16 = 10,4 \text{ kg/mm}^2$ .

II. En ce qui concerne l'influence des essais sur le mode d'exécution, on peut dire que les essais d'endurance ont contribué, par le choix de formes appropriées, à la meilleure utilisation des propriétés du matériaux et par le fait même à une économie de poids, tout en relevant la sécurité et la qualité des ouvrages soudés. L'étude des assemblages soudés, basée sur les essais statiques, a souvent conduit à de fausses conclusions et à de mauvaises constructions, citons par exemple le projet d'amélioration des assemblages rivés par l'adjonction de cordons latéraux, la préférence donnée aux assemblages avec couvre-joints, etc. Les essais d'endurance ont fortement contribué à l'amélioration de la construction soudée. Pour construire d'une manière vraiment adaptée au soudage, il faut d'abord éviter tout ce qui peut défavorablement influencer la durabilité. Les connaissances acquises au cours des essais d'endurance ont modifié la construction des ouvrages soudés. Le constructeur s'est de plus en plus débarrassé des formes propres à la rivure. Il a appris à composer les ouvrages d'un petit nombre de pièces, faciles à souder, à éviter ou à réduire les accumulations de soudures, les déviations de forces par des couvre-joints ou des changements brusques de direction, les accumulations de tensions par variation brusque des sections. Il a appris en outre à réduire à un minimum la longueur et la section des soudures à cause des contraintes provoquées inévitablement par la chaleur et le retrait.

La forme la plus employée dans la construction des ponts est actuellement la poutre à âme pleine composée de tôles et de profilés spéciaux de largeur et d'épaisseur différentes. De nombreuses réalisations prouvent que la soudure convient parfaitement aux ponts en poutres à âme pleine. Grâce à l'initiative du Dr. Ing. e. h. et Dr. techn. h. c. Schaper, les poutres à âme pleine soudées ont déjà franchi des portées de 54 m (Rügendamm).

Pour les petites et moyennes portées, les poutres soudées à section en I sont exécutées suivant le modèle des poutres laminées. On est seulement beaucoup plus libre dans le choix des dimensions car on n'est pas lié à certains rapports pour des raisons de laminage. A côté des sections en I on a aussi les sections en caisson.

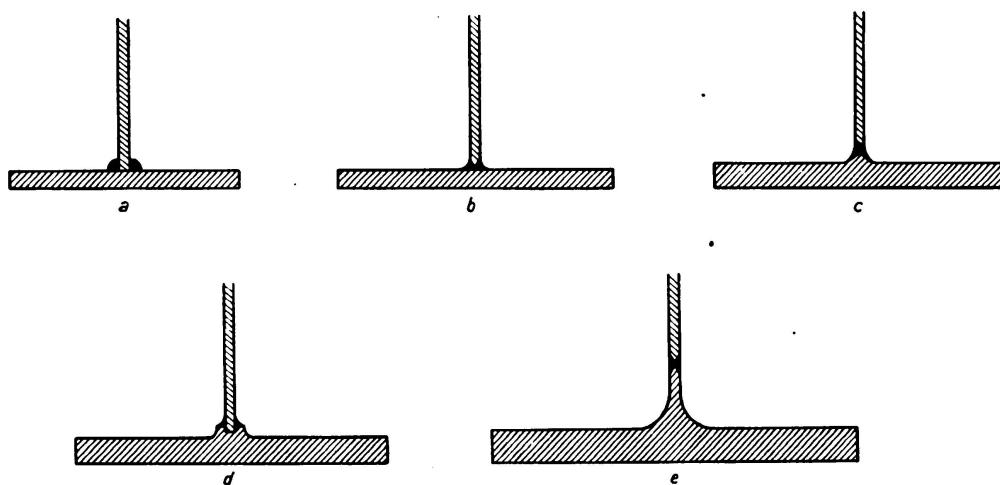


Fig. 4.

Dans les premières poutres à âme pleine soudées (fig. 4), les membrures étaient fixées à l'âme par des soudures d'angle pleines (fig. 4a). L'expérience et

les essais ont conduit à chanfreiner l'âme et à exécuter des deux côtés des soudures d'angle concaves (fig. 4b), mais dans le cas d'une âme épaisse on a rencontré des difficultés dans l'exécution de la racine. On a passé alors à la confection de profilés spéciaux pour les semelles, parmi lesquels nous citerons ceux de la Dortmunder Union avec soudures d'angle (fig. 4d) et ceux du Dr. Dörnen (fig. 4c) et de Krupp, soudés bout à bout avec l'âme. En déplaçant les cordons de gorge dans la zone où les sollicitations sont plus faibles et en prévoyant une transition douce de l'âme aux semelles, les contraintes seraient plus favorables dans les cordons de gorge et l'on éviterait les entailles dans les membrures (fig. 4e). Ce dernier type présente encore un autre avantage, la soudure étant éloignée de la semelle, l'examen et la radioscopie du cordon sont facilités.

Pour des raisons d'économie, on ne peut pas renoncer, dans les poutres de grande portée, à graduer la section des membrures suivant l'allure des moments. Autrefois, on ajoutait des semelles les unes au-dessus des autres et on les reliait par des soudures d'angle (fig. 5). Cette disposition n'est pas parfaite du point de

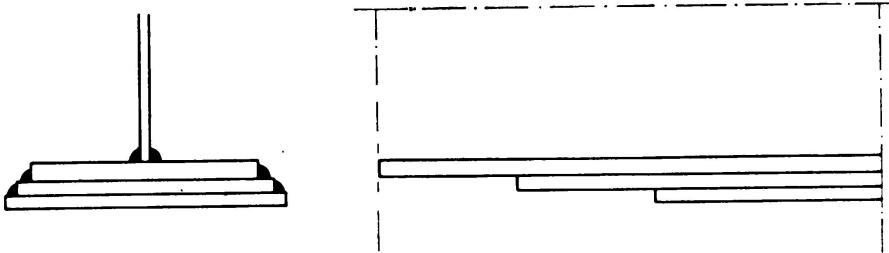


Fig. 5.

vue constructif parce que seule la semelle intérieure du paquet est fixée à l'âme, parce que la liaison de larges tôles par des soudures d'angles latérales est insuffisante et parce que les semelles se gondoleront lors de l'exécution des soudures d'angle, ce qui augmente le danger de voilement dans la zone comprimée. Ces inconvénients sont réduits lorsque l'on prend des semelles d'épaisseurs différentes reliées par des soudures bout à bout avec transition douce (fig. 6). L'épaisseur

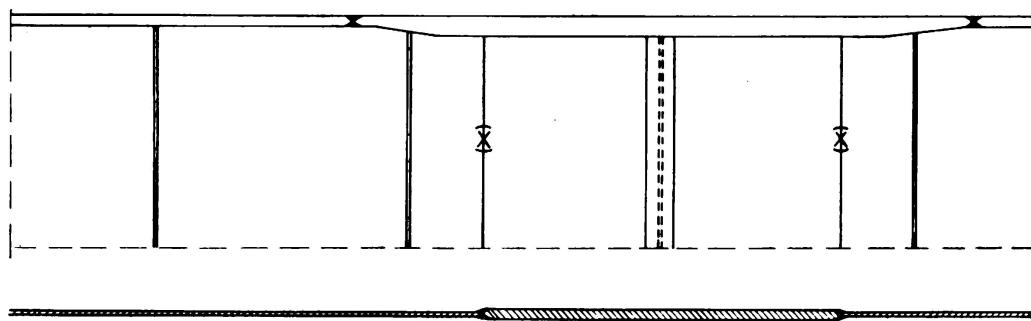


Fig. 6.

est généralement placé vers l'intérieur afin de conserver une surface extérieure plane. L'emploi de profilés à téton et à nervure avec semelles placées à l'intérieur donne aussi de bons résultats (fig. 7a, b, c). La partie d'âme faisant corps avec la membrure doit être suffisamment haute et forte afin que le cordon de gorge soit toujours accessible et afin que l'on puisse y fixer par des soudures

bout à bout les semelles de renforcement des membrures. Cette disposition garantit un écoulement parfait des forces entre les membrures et l'âme. Un autre progrès dans le sens d'une adaptation aux moments de la section des membrures, est représenté par l'emploi de semelles à nervure en croix (fig. 7d); ces semelles permettent d'appliquer des deux côtés des tôles supplémentaires qui peuvent être fixées aux nervures par des soudures de bout. Dans les ponts-route, ces semelles

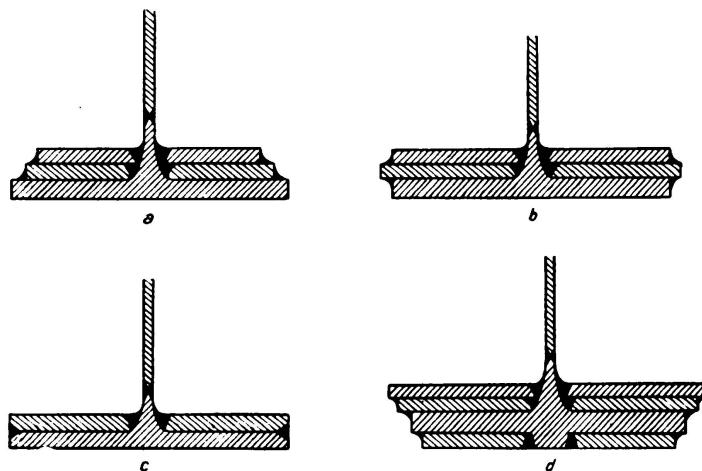


Fig. 7.

spéciales permettent de fixer par des soudures de bout les tôles cintrées et embouties (fig. 8); dans les ponts-rails elles permettent un appui centré des traverses<sup>1</sup> (fig. 9). Les raidisseurs des âmes jouent également un rôle dans l'aspect général des poutres soudées. On emploie de simples tôles ou des

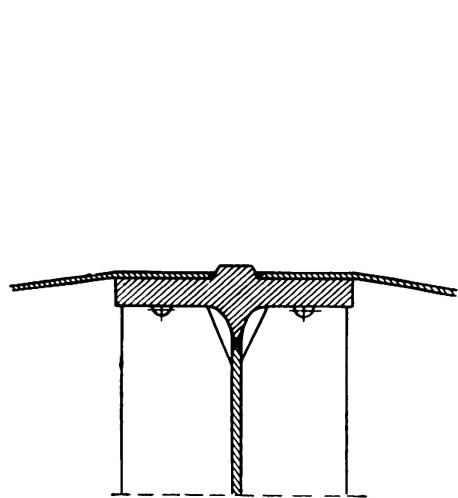


Fig. 8.

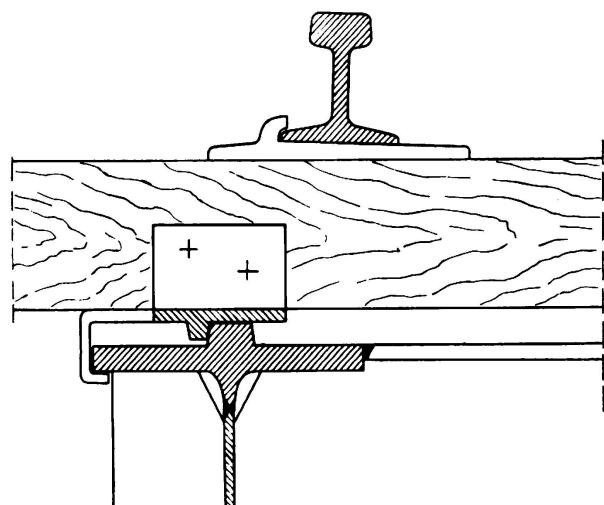


Fig. 9.

profilés en T ou en I pour raidir les hautes âmes. On peut renoncer à l'alternation des cordons lorsque l'épaisseur de l'âme est de plus de 16 mm. Afin de ne pas avoir une soudure sur le cordon de gorge, on coupe les angles intérieurs des raidisseurs. Dans la zone tendue on intercale de petites plaques d'appui fixées

<sup>1</sup> Schaechterle: Der geschweißte Vollwandträger. Beitrag zur Gestaltung von geschweißten Brücken. Bauingenieur, 17<sup>e</sup> année, fasc. 15/16, p. 131 et ss.

aux raidisseurs par des soudures d'angle; on évite ainsi tout affaiblissement de la membrure tendue. Dans les ponts à tablier placé en haut, il est bon d'assembler la membrure supérieure des entretoises normales ou en cadre aux poutres principales par une soudure bout à bout, ainsi que de souder complètement l'âme du cadre à la poutre principale. Les forces sont ainsi transmises sans discontinuité de l'entretoise à la poutre-maitresse (fig. 10).

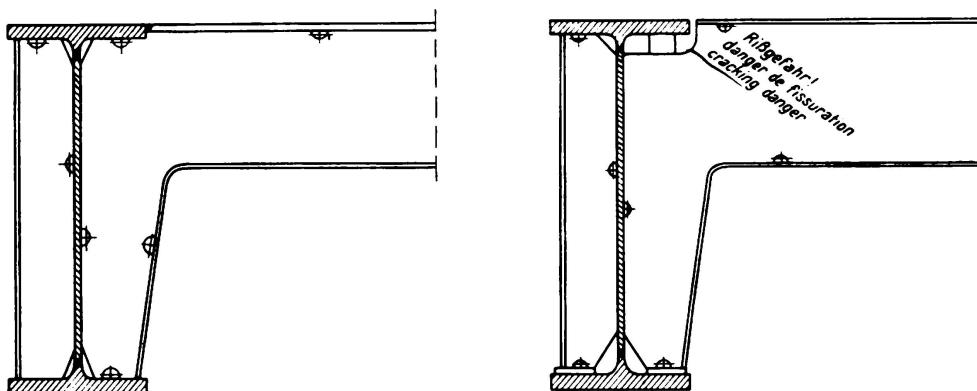


Fig. 10.

III. Un autre problème n'est pas encore résolu à l'heure actuelle, celui des contraintes de retrait provenant du soudage. Il n'est pas parlé de ces contraintes dans les règlements officiels quoiqu'elles puissent atteindre des valeurs élevées, ainsi que nous l'a montré l'expérience et quoique, pour des aciers mal choisis et une mauvaise succession du soudage, elles puissent même provoquer des fissures. Dans les essais, la question des contraintes de retrait est un peu trop négligée. Il s'agit donc d'étudier la grandeur des contraintes de retrait dans les ouvrages et leur influence sur l'endurance. Les contraintes internes menacent les constructions lorsque le soudage amorce des fissures. Les échecs qui nous sont connus sont à attribuer:

1° à des soudures à haute teneur en carbone et en silicium avec erreurs de laminage, spécialement des entailles très fines, des pores, etc.

2° à une exécution non appropriée, par ex. pliage à froid de profilés rigides,

3° à un traitement thermique inexact où les contraintes de retrait et de refroidissement s'additionnent,

4° à des pointes de tension produites par le croisement de plusieurs soudures, par des variations brusques de section, etc.

Dans la pratique, il faut d'abord apprendre à lutter contre les contraintes de retrait. Le processus de soudage est à déterminer exactement, en se basant sur l'expérience et les essais.

Lorsque les pièces assemblées par soudage ne peuvent pas se mouvoir, on a des contraintes de retrait. L'étirement à froid peut annuler jusqu'à un certain point les contraintes de retrait. Les conditions sont cependant différentes de celles qui existent dans les profilés laminés avec contraintes de laminage et de refroidissement. Les contraintes de retrait peuvent atteindre des valeurs beaucoup plus élevées dans certains cas défavorables. Lors du soudage des poutres, il faut donc tout essayer pour réduire dans la plus forte mesure possible les contraintes

de retrait. Déjà dans la préparation des tôles ou des pièces destinées à un assemblage soudé, il faut adopter des mesures garantissant une exécution parfaite des soudures. Dans la construction des ponts on n'emploie qu'exceptionnellement des tôles de moins de 8 mm, l'assemblage par simple trait de soudure disparaît donc. Pour exécuter les soudures en V, en X ou en U il faut soigneusement usiner les arêtes des tôles à assembler afin que la section de la soudure soit égale sur toute la longueur du cordon et afin de n'avoir aucune accumulation de métal d'apport. La racine doit avoir une largeur minima de 2 mm pour garantir un soudage parfait de la racine et pour éviter un fraisage trop profond lors de l'usinage de la racine. Lors de l'exécution des cordons de soudure, les pièces doivent être placées de telle sorte que les mouvements soient possible dans la direction principale du retrait et qu'en même temps les refoulements soient limités à un minimum. L'épaisseur des tôles à assembler est à prendre en considération dans le choix des électrodes. Plus les tôles sont épaisses, plus des électrodes doivent être épaisses. Le danger de fissuration est le plus grand pour la première passe de la soudure, c'est pourquoi il faut faire très attention lors du soudage préliminaire avec de minces électrodes. La soudure en V est employée pour les tôles minces et pour les tôles épaisses lorsqu'il est impossible de retourner la pièce. Pour les tôles épaisses la soudure en U présente par rapport à la soudure en V l'avantage d'exiger moins de métal d'apport. On l'emploie quand on peut retourner les pièces, puis pour les soudures verticales et quand le soudage au plafond est admis. Le retrait angulaire est supprimé en soudant en même temps ou alternativement des deux côtés les différentes passes. Afin que les deux moitiés de la soudure soient égales, il faut que la partie soudée en premier lieu et dont on usinera la racine soit plus grande. Si la partie inférieure du cordon doit être soudée au plafond, il est bien de placer la racine au tiers

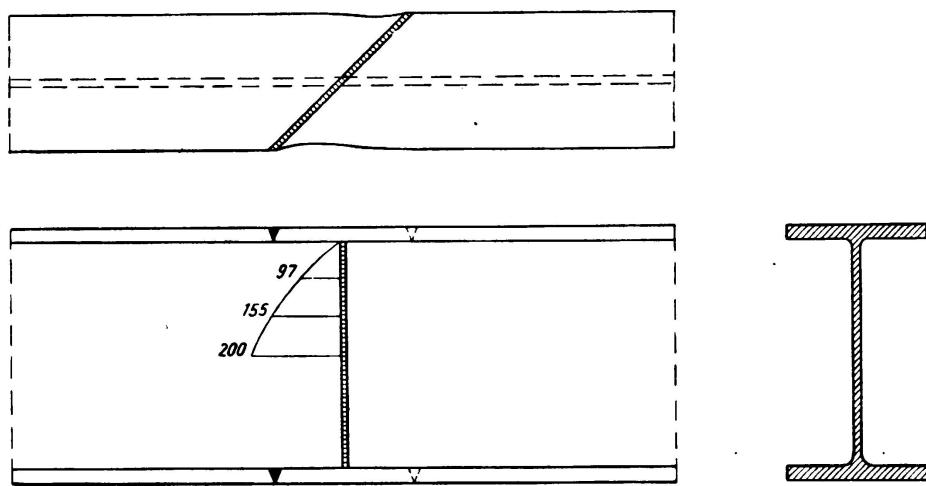


Fig. 11.

à partir du bas. Les joints bout à bout doivent être autant que possible perpendiculaires à l'axe de la poutre car cette solution exige moins de métal d'apport. Des poutres en I à larges ailes, assemblées par des soudures bout à bout obliques, ont subi un fort retrait et leur âme s'est en partie fendue à partir de la soudure (fig. 11). De tels inconvénients ne se sont pas présentés lorsque les soudures

bout à bout étaient perpendiculaires à l'axe. Des raidisseurs et des entretoises placés des deux cotés seront fixés à l'âme par de faibles cordons d'angle. De même que pour les soudures en X, on peut lutter contre le retrait angulaire dans les soudures d'angle doubles en choisissant une succession appropriée du soudage. Outre le retrait angulaire, on a encore du retrait transversal et longitudinal. Lorsque les cordons de soudure sont longs, on commence au milieu et l'on soude en même temps vers les deux bouts. Le soudage à pas de pelerin est peu employé dans la construction des ponts car il peut facilement être cause d'erreurs. En chauffant les parties terminés il est possible de réduire le retrait transversal et la mise en tension qui en résulte. Si l'on interrompt le cauffage lorsque toute la soudure est exécutée, le retrait transversal se produit en même temps sur toute la longueur de la soudure et il ne peut engendrer qu'un raccourcissement de toute la pièce, en admettant que les éléments puissent se déplacer facilement et sans entrave.

A part le retrait dans le cordon de soudure même, il se produit des allongements puis des retraits dans les zones situées des deux côtés de la soudure. Ceux-ci ne peuvent pas être réduits par un chauffage additionnel; un chauffage avant et après le soudage ne peuvent qu'égaliser les contraintes dans le cas le plus favorable. En posant les pièces sur des appuis mobiles, on assure un allongement libre durant le chauffage préliminaire et un rétablissement durant le retrait.

La mobilité des pièces à assembler par soudage est facile à réaliser à l'atelier. L'âme et les membrures seront donc soudées pour soi à l'atelier en longues pièces puis assemblées en poutre et l'on exécutera alors les soudures de gorge. On peut souder les raidisseurs avant les cordons de gorge, ce qui décharge ces derniers tandis que si on les soude après, le retrait de l'âme par rapport aux membrures engendre des contraintes additionnelles dans les soudures de gorge. D'autre part, des raidisseurs bien adaptés empêchent le retrait transversal en cet endroit et les membrures deviennent ondulées. Même le préchauffage de la partie médiane de l'âme ne supprime pas cet inconvénient. Si par contre on donne du jeu aux raidisseurs il faut préparer une série de petites plaques d'appui d'épaisseurs différentes pour compenser les petits allongements engendrés par le retrait. Lorsqu'il existe un espace entre la membrure et le raidisseur, il est faux d'exécuter la liaison en soudant cet espace car, dans ce cas, la membrure est attirée. Dans la construction d'une poutre, les retraits longitudinaux dans la soudure se font remarquer par un raccourcissement de la pièce. Du fait que le retrait longitudinal croît avec la longueur du cordon de soudure, on exécutera les soudures de gorge à partir du milieu vers les extrémités. Il est avantageux d'assembler en même temps les deux membrures à l'âme ou d'exécuter alternativement les deux cordons de gorge. On évite ainsi une déviation unilatérale de l'âme.

Dans bien des types de ponts, par ex. avec tablier en tôles cintrées, embouties ou plates soudées, il y a une accumulation de soudures dans la membrure supérieure des poutres du tablier. Le retrait longitudinal engendre un raccourcissement des membrures supérieures et par le fait même un fléchissement des poutres, il est donc nécessaire de donner à ces poutres une contre-flèche additionnelle.

Les poutres continues de grande longueur et de fortes dimensions doivent être assemblées sur le chantier, ce qui l'on a réalisé jusqu'à présent grâce à des dispositifs rotatifs. Cette installation présente cependant un inconvénient, elle offre une grande résistance aux mouvements dans le sens perpendiculaire aux dispositifs rotatifs, ce qui entrave le retrait longitudinal. Actuellement on appuie les pièces durant le soudage de telle sorte qu'elles puissent se mouvoir dans le sens longitudinal; les éléments à assembler à la pièce fixe peuvent ainsi suivre le retrait. Avec ce type de montage on ne peut pas éviter les soudures au plafond qui, dans l'état actuel de nos connaissances, n'offrent plus aucune difficulté. Quant à la succession à adopter dans le soudage des différents cordons on peut appliquer la règle suivante: il faut souder en dernier lieu le cordon qui oppose la plus grande résistance à un déplacement de la pièce. Les points des membrures sont disposés en général des deux côtés du joint de l'âme. Les soudures de gorge entre la membrure et l'âme restent jusqu'à la fin ouvertes sur une grande longueur afin que les retraits dans l'âme et la membrure puissent s'effectuer indépendamment les uns des autres. On commence par souder en même temps les deux cordons des membrures et l'on agrandit la distance des racines du cordon de l'âme, de telle sorte qu'après le retrait des premières passes des cordons situés sur les membrures, il soit encore possible d'exécuter parfaitement le cordon d'âme. En soudant alternativement le cordon de membrure et le cordon d'âme on peut lutter contre une accumulation de contraintes et on peut obtenir une égalisation entre les contraintes de compression et de traction. Le retrait de chaque passe suivante du cordon de membrure engendre de la compression dans la passe précédente du cordon d'âme, les contraintes de traction engendrées par le retrait du cordon d'âme sont ainsi partiellement absorbées. Ce processus se répète pour chaque passe qui suivra et il ne reste finalement que les contraintes engendrées par le dernier cordon et la plus grande soudure. C'est pourquoi on procède souvent de la façon suivante dans la pratique: on exécute d'abord un tiers de chaque soudure de membrures puis on soude les  $\frac{2}{3}$  du cordon d'âme; ensuite on termine en même temps les cordons de membrures et le cordon d'âme et finalement on exécute le cordon de gorge.

IV. Au cours de ces dernières années on a exécuté bien des ponts entièrement soudés. Ces ponts sont caractérisés par une poutre continue droite et une forme simplifiée à l'extrême. Au point de vue esthétique, les ouvrages soudés sont de beaucoup supérieurs aux ouvrages rivés.

## IIIa 2

# Actions dynamiques sur les constructions soudées

## Dynamische Beanspruchungen bei geschweißten Stahlkonstruktionen.

## Dynamic Stresses on Welded Steel Structures.

A. Goelzer,

Directeur de la Société Secrom, Paris.

Cette contribution à la discussion a pour but d'attirer l'attention sur une difficulté qui, à notre avis, se présente dans l'étude des actions dynamiques sur les constructions soudées.

D'une manière générale, l'effet des surcharges mobiles sur les ponts et charpentes est de faire intervenir des efforts d'inertie. Ces efforts substituent à la résistance statique considérée habituellement en résistance des matériaux, la résistance vive ou résilience.

On peut remarquer que la résilience dans les assemblages soudés bout à bout est toujours importante; elle est au moins égale à 8 kgm par cm<sup>2</sup>. Pratiquement, on obtient même des chiffres supérieurs qui sont de l'ordre de la résilience du métal de base, environ 12 kgm/cm<sup>2</sup>.

Par conséquent, à ce point de vue il semble que la résilience moyenne d'une construction soudée, compte tenu des assemblages, soit suffisamment élevée pour que ces ouvrages aient une bonne tenue sous les surcharges mobiles susceptibles de produire des effets de choc.

C'est ce que nous avons eu l'occasion de constater sur la pont tournant de Brest. A la suite du renforcement de ce pont, *M. Cavenel*, Ingénieur en Chef des Ponts & Chaussées, et *M. Lecomte*, Ingénieur des Ponts & Chaussées, ont fait procéder à des essais qui ont donné des résultats très satisfaisants. On a constaté une atténuation considérable des vibrations après le renforcement.

Depuis un certain temps, on attache également une très grande importance aux essais de fatigue ou d'endurance. On sait que lorsqu'on soumet un solide, et en particulier de l'acier, à des efforts répétés un grand nombre de fois, on peut obtenir la rupture sans que la limite de résistance, ou même la limite élastique, ait jamais été dépassée. C'est évidemment là un grave danger des actions dynamiques et il est incontestable que la question mérite d'être examinée de très près.

Nous pensons cependant qu'il ne faut pas exagérer dans ce sens, car la plupart des constructions en charpente ne sont pas soumises à des efforts répétés du genre de ceux que l'on rencontre en mécanique par exemple.

Une étude très complète de la question faite en France par *M. Dutilleul*, Ingénieur du Génie Maritime, a montré que le manque de résistance à la fatigue dans les soudures provenait toujours des soufflures, c'est-à-dire de la porosité du métal.

Il nous semble que dans l'état actuel de la question, il est dangereux de prendre pour critère une qualité des soudures qui dépend en grande partie du hasard. Nous croyons que la résilience est la qualité la plus intéressante à considérer.

Néanmoins, quelque soit l'élément prépondérant, résilience ou fatigue, il existe une préoccupation qui reste la même, c'est celle de donner au cordon de soudure

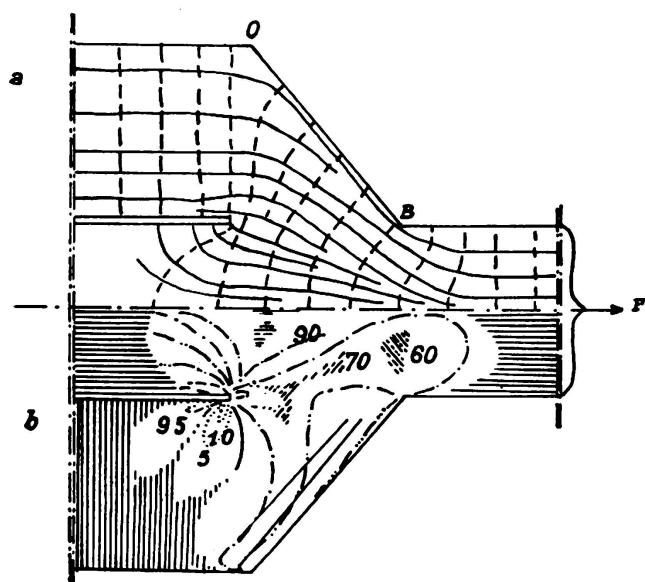


Fig. 1.

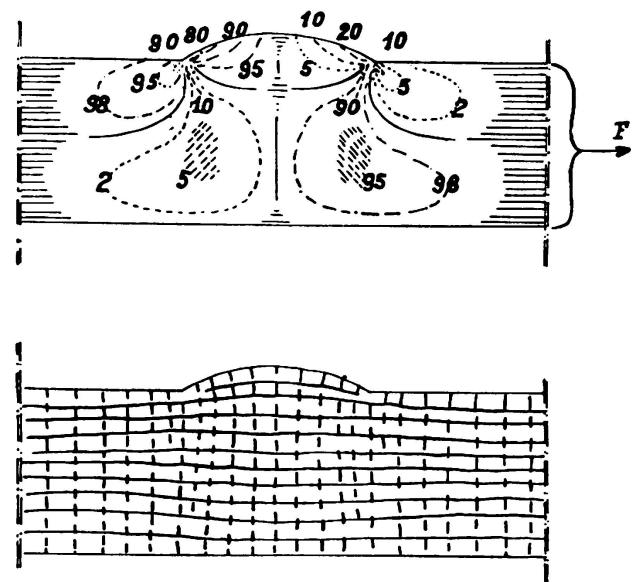


Fig. 2.

des formes bien étudiées qui n'augmentent pas considérablement les chances de rupture. A ce sujet, comme l'ont montré Messieurs *Kommerell* et *Graf*, la considération des lignes d'efforts principaux sous les effets statiques peut donner des indications précieuses.

Les deux figures ci-contre (fig. 1 et 2) confirment cette thèse. Elles représentent l'image des lignes de forces pour une soudure transversale et une soudure bout à bout, image obtenue au moyen de la lumière polarisée sur un modèle en celluloïd de forme et de sollicitation identiques à celles d'une pièce soudée. On voit très nettement sur ces clichés qu'il y a intérêt à troubler le moins possible les trajectoires des lignes de forces. Dans le cas de la soudure bout à bout, par exemple, on constate qu'une surépaisseur peut être nuisible et augmenter d'une manière sensible la valeur de la contrainte sur une des faces de la pièce.

### IIIa 3

Thèmes de discussion concernant les relations fondamentales et la détermination des notions se rapportant à la résistance à la fatigue des assemblages soudés.

### Diskussionsfragen über Grundbeziehungen und Begriffsfestsetzungen für die Dauerfestigkeit geschweißter Stabverbindungen.

Questions for Discussion on Fundamental Relationships and Principles Governing the Fatigue Strengths of Welded Connections.

Dr. Ing. W. Gehler,

Professor an der Technischen Hochschule und Direktor beim Staatlichen Versuch- und Materialprüfungsamt, Dresden.

Lors de la mise en valeur des nombreux essais de durée, exécutés au cours des 5 dernières années dans les laboratoires officiels d'essai des matériaux de l'Allemagne pour l'établissement de normes officielles relatives aux assemblages soudés, on se trouva en présence d'une série de questions qui purent être éclaircies mais aussi de problèmes qui doivent faire l'objet d'un échange de vues internationale et de nouvelles recherches.

1° — *La représentation graphique des grandeurs fondamentales: force, chemin et temps (fig. 1).*

a) *Le plan XY des forces et du chemin* (ou encore plan des tensions-déformations) illustre les résultats des essais statiques de rupture exécutés chaque jour et forme la base de la théorie de l'élasticité et de la résistance des matériaux. L'influence de la durée de l'essai de rupture, qui généralement est négligée, se reconnaît au fait que la ligne 1 de la fig. 1, se transforme en la ligne 2, pour un essai exécuté rapidement, et en la ligne 3 pour un essai de résistance aux chocs ou aux coups.

b) Considérons le troisième axe du système de coordonnées, Z comme axe du temps; le plan YZ représente le passage au domaine des oscillations ou à celui des relations temps-résistance des matériaux. On portera dans ce plan les résultats des essais de durée sous forme de la ligne temps-résistance à la fatigue, (ligne de Wöhler).<sup>1</sup> Les abscisses z représentent la durée des essais, exprimée non pas

<sup>1</sup> Wöhler: Zeitschrift für Bauwesen, Berlin 1860, 1863, 1866 et 1870.

au moyen de l'unité de temps généralement usitée mais plutôt au moyen du nombre d'oscillations (par ex. 2 millions d'oscillations à 4 secondes chacune, c'est-à-dire 8 millions de secondes). Le temps, au lieu d'être mesuré au moyen de la montre, l'est donc par le nombre d'oscillations identiques. La ligne de *Wöhler* donne le nombre d'oscillations que peut supporter une éprouvette dans le cas d'une sollicitation déterminée. Après un temps assez long, cette ligne est parallèle à l'axe des  $Z$  à la distance  $\sigma_D$ , appelée *résistance à la fatigue*. Cette distance donne la tension qui peut être supportée un nombre infini de fois.<sup>2</sup>

c) Le domaine des oscillations comprend un système de coordonnées  $X' Y' Z$  déplacé parallèlement au système  $XYZ$ . Dans ce nouveau système on porte en ordonnées  $y'$  les tensions (dans la direction de l'axe des forces). Dans le plan des  $Y' Z$  (*plan forces-temps*) on peut mettre en évidence les *notions fondamentales de résistance aux efforts alternés*  $\sigma_W$ , *de résistance aux efforts répétés*  $\sigma_U$  et *de résistance aux efforts ondulés*  $\sigma_{D_{max}}$  (résistance à la fatigue dans le cas d'une contrainte initiale  $\sigma_m$ ). (Les limites sont pour la résistance aux efforts alternés  $\sigma_o = +\sigma_W$  et  $\sigma_u = -\sigma_W$ , d'où  $\sigma_m = 0$  (fig. 1) par contre pour la résistance

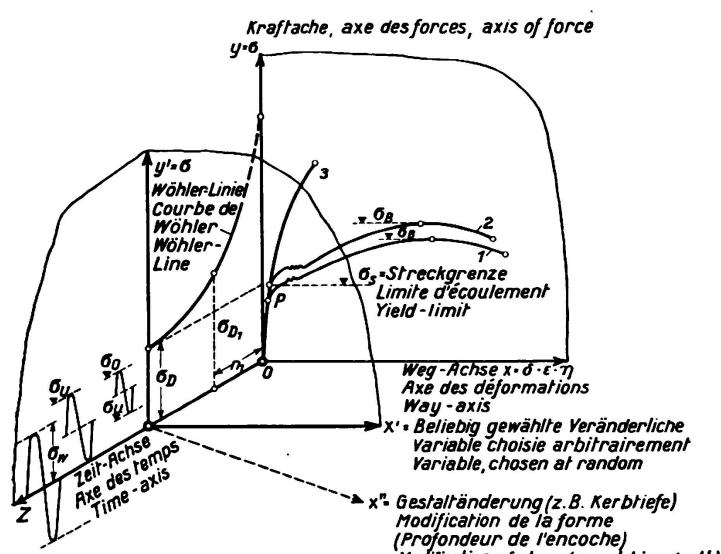


Fig. 1.

( $x' = \sigma_{\min} : \sigma_{\max}$ ) ou bien encore la *relation entre la contrainte statique initiale*  $\sigma_m$  *et les tensions* (représentation de Haigh).

Au moyen de cette représentation (fig. 1) on a distingué tous les domaines de la résistance des matériaux avec leurs caractéristiques.

## 2<sup>o</sup> -- Tensions admissibles et coefficients s'appliquant aux ponts métalliques.

### A. — Ponts-rails rivés.<sup>3</sup>

Dans le cas de surcharges fixes (statiques), le coefficient de sécurité est égal au rapport entre la tension  $\sigma_s$  à la limite d'écoulement et la contrainte  $\sigma_{adm}$

<sup>2</sup> De là sont tirés les *deux premiers sujets de discussion*.

<sup>3</sup> Par ponts-rails nous entendons les ponts qui portent des voies de chemin de fer, par opposition aux ponts-routes.

engendrée par une surcharge effective,  $v = \sigma_s : \sigma_{adm}$ . Mais dans le cas d'une surcharge oscillante, la sécurité de l'ouvrage est donnée par le *nombre des oscillations* (problème de statistique).

1<sup>er</sup> Cas. — *Poteaux et diagonales des poutres principales en treillis d'un pont-rails rivé.*

Nous avons exécuté des mesures sur un vieux pont en treillis de 39 m de portée.<sup>4</sup> On mesura dans une diagonale, lors du passage de deux wagons d'essai de  $4 \cdot 8 = 32$  tonnes de poids total, un effort de traction  $\sigma_{max} = +215 \text{ kg/cm}^2$  et un effort de compression  $\sigma_{min} = -70 \text{ kg/cm}^2$ . Ces mesures furent enregistrées et l'on trouva graphiquement la même courbe des tensions (fig. 2) comme

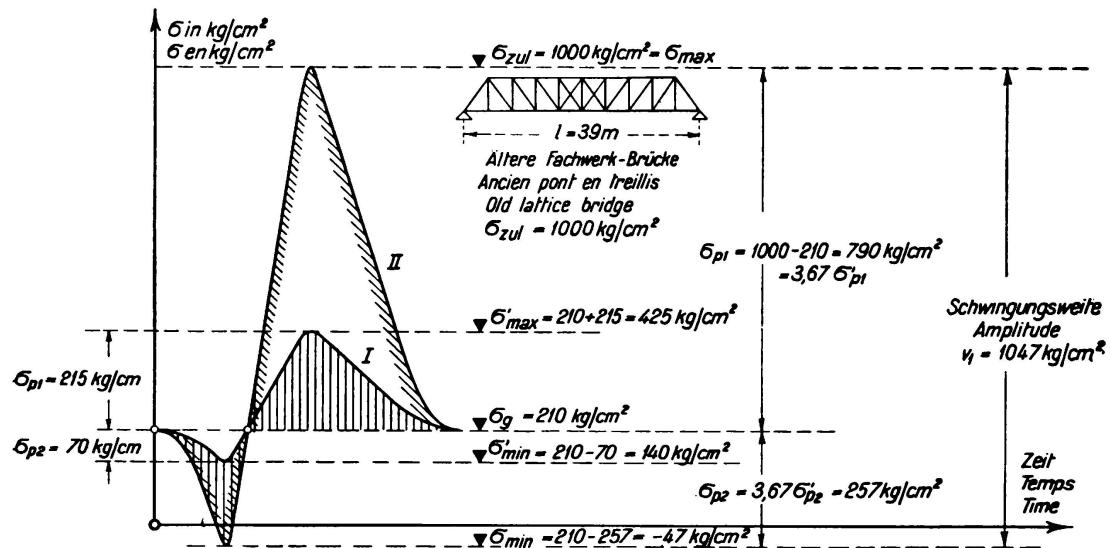


Fig. 2.

Le principe de l'amplitude et de la sécurité statique dans les assemblages des ponts-rails.

ligne d'influence de la surcharge. Lors du passage d'une locomotive, la tension admissible autrefois de  $\sigma_{adm} = \sigma_{max} = 1000 \text{ kg/cm}^2$  doit être complètement utilisée, de telle sorte que pour une tension permanente fixe de  $\sigma_g = 210 \text{ kg/cm}^2$  la courbe des tensions reste analogue à ce qu'elle est mais agrandie dans le rapport  $\frac{1000 - 210}{215} = 3,67$ . L'on obtient dans ce cas comme point le plus bas  $70 \cdot 3,67 = 257 \text{ kg/cm}^2$  et  $\sigma_{min} = 210 - 257 = -47 \text{ kg/cm}^2$  (c'est-à-dire une compression). L'amplitude totale des tensions dans cette diagonale est donc

$$v_1 = 1000 + 47 = 1047 \text{ kg/cm}^2 = 10,5 \text{ kg/mm}^2. \quad (1)$$

Il s'agit maintenant de trouver expérimentalement la résistance à la fatigue  $\sigma_{D_1}$  de cette barre et de ses assemblages. Lors des essais il faudra choisir comme amplitude d'oscillations  $w_1 = v_1 = 10,5 \text{ kg/mm}^2$ . Comme la variation de la tension dans cette diagonale ne se trouve que très peu dans le domaine de la compression, on peut se baser avec raison sur la résistance aux efforts répétés

<sup>4</sup> Voir W. Gehler: „Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken“, page 67 (W. Ernst & Sohn, Berlin 1910).

( $\sigma_{\min} = 0$  à  $\sigma_{\max} = 10,5 \text{ kg/mm}^2$ ). Si par exemple les essais de durée nous donnent la rupture pour un nombre d'oscillations  $n_{D1} = 2000000^5$ , la rupture ne se produira qu'après 80 000 jours, c'est-à-dire 220 ans pour un pont supportant journallement  $n_T = 25$  trains (par contre pour un pont servant au trafic urbain et supportant par jour  $n_T = 250$  trains, la rupture se produira après 22 ans déjà). Le chiffre qui caractérise la sécurité est dans ce cas la durée du pont (exprimée en jours), c'est-à-dire le rapport:<sup>6</sup>

$$v_T = n_D : n_T. \quad (2)$$

Ces essais de durée ne donnent cependant pas une reproduction exacte de la réalité, car ils sont exécutés sans aucune interruption. Entre les différents passages de trains il existe, principalement pendant la nuit, un intervalle assez grand au cours duquel il est possible que le matériau se repose. Même si les essais exécutés jusqu'à aujourd'hui n'ont attribué à ces temps de repos aucune influence sur la résistance à la fatigue du matériau lui-même, nous pouvons supposer que les conditions sont peut-être meilleures dans les *assemblages réels* rivés ou soudés.<sup>7</sup>

*2<sup>ème</sup> Cas. — Membrures des poutres principales continues à âme pleine ou en treillis.*

Ce cas nous montre qu'il est nécessaire de distinguer les parties de poutres dans lesquelles les limites des tensions calculées  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  sont de même signe, des parties dans lesquelles on a des tensions alternées (de signe différent). En partant du rapport qui existe entre les efforts statiques  $S$  ou les moments  $M$

$$\xi = \frac{S \min}{S \max} \text{ resp. } \frac{M \min}{M \max} \quad (3)$$

nous pouvons introduire un *coefficient d'oscillations*

$$\gamma = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{\sigma_{D \text{ adm}}} > 1 \quad (4)$$

(semblable au *coefficient de flambage* déjà connu  $\omega = \frac{\sigma_{\text{adm}}}{\sigma_{D \text{ adm}}}$ ) parce que dans les essais de durée les résistances  $\sigma_W$ ,  $\sigma_U$ ,  $\sigma_{D \max}$  ne sont pas les mêmes pour les aciers 37 et 52. C'est ainsi que l'on obtient les différentes lignes des  $\gamma - \xi$  des Chemins de fer allemands (B.E. § 36, tableau 17). De même que pour le flambage  $\frac{\omega \cdot S}{F} \leq \sigma_{\text{adm}}$ , devons-nous ici calculer une tension abstraite

$$\sigma_I = \frac{\gamma \cdot S \max}{F} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad (5)$$

de telle sorte que ce procédé puisse être employé comme si l'on avait affaire à des éléments de construction sollicités d'une manière purement statique.<sup>8</sup>

<sup>5</sup> Voir le premier sujet de discussion.

<sup>6</sup> Voir le quatrième sujet de discussion.

<sup>7</sup> Ceci nous mène au troisième sujet de discussion.

<sup>8</sup> Voir *Kommerell*: Erläuterung zu den Vorschriften für geschweißte Stahlbauten, II<sup>e</sup> partie, page 39 (W. Ernst & Sohn, Berlin 1936).

3<sup>ème</sup> Cas. — Assemblages des longrines aux entretoises.

Les rivets se desserrent très facilement dans ces assemblages ainsi que l'expérience nous l'a montré. C'est pourquoi les nouvelles normes des Chemins de fer allemands (B.E., § 46) prescrivent, pour l'augmentation de la sécurité, non seulement des méthodes de calcul très sévères (augmentation des réactions d'appuis  $A'_{\max} = 1,2 A_g + \varphi A_p$  et augmentation des moments pour l'acier 52 par rapport à l'acier 37) mais surtout des mesures constructives adéquates (disposition dans tous les cas d'une tôle placée au-dessus des longrines afin de leur donner de la continuité). D'autre part ces normes tiennent compte de la portée des longrines par l'intermédiaire de la grandeur donnée au coefficient  $\varphi$  pour effets dynamiques (par ex.  $\varphi = 1,6$  lorsque la superstructure est formée de traverses et pour  $l = 5,0$  m alors que  $\varphi = 1,4$  pour une poutre principale de portée moyenne). Ce n'est que par des essais précis, exécutés sur des ponts en service, que l'on pourra déterminer le nombre et l'amplitude des véritables ondes de tension pour le cas spécial que nous avons exposé et en tenant compte de l'influence de la superstructure sur la répartition des forces. Il sera possible de comparer alors les résultats des essais de durée avec de tels assemblages, (*problème d'essais qu'il serait très intéressant de traiter*).

## B. — Ponts-rails soudés.

L'on tient compte de l'influence des surcharges de la façon suivante:

- a) Détermination (au moyen des lignes d'influence) de la position la plus défavorable du train-type immobile.
- b) Coefficient pour effets dynamiques  $\varphi \geq 1$  (où l'on a  $S = S_g + \varphi \cdot S_p$  ou  $M = M_g + \varphi \cdot M_p$ ) afin de tenir compte de l'influence des chocs et des trépidations provoquées par le mouvement des forces (par ex. par suite de l'effet des roues motrices, des joints des rails). Par ce moyen, la flexion statique est augmentée. (*Problème qui deviendra le plus important de la technique des mensurations relatives aux ponts.*)

- c) Au moyen du coefficient d'oscillations  $\gamma \geq 1$  en tant que fonction des limites statiques calculées  $S_{\min}$  et  $S_{\max}$ , on doit englober la fatigue de la partie de l'ouvrage sollicitée aux efforts alternés ou aux efforts ondulés. Ceci doit être mis en valeur d'une façon différente pour les aciers 37 et 52 de même que pour un faible et un fort trafic. ( $n_T \leq 25$  et  $n_T > 25$  trains par jour.)

- d) Coefficient de réduction relatif à la forme  $\alpha \geq 1$ .

Alors que le coefficient  $\gamma$  peut, en principe, être identique pour les ponts rivés et soudés, il n'en est pas ainsi si l'on se base sur les essais de durée faits en Allemagne.<sup>9</sup> Il faut encore réduire les contraintes admissibles<sup>10</sup> et de la manière suivante (voir l'équation 5)

$$\sigma'_I = \frac{\sigma_I}{\alpha} = \frac{\gamma \cdot S_{\max}}{\alpha \cdot F} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad \text{resp.} \quad \frac{\gamma}{\alpha} \cdot \frac{M_{\max}}{W} \leq \sigma_{\text{adm}}, \quad (6)$$

<sup>9</sup> Voir „Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen“, 1935. Edition VDI, Berlin, Rapport commun du laboratoire officiel d'essai des matériaux de Berlin-Dahlem et du laboratoire d'essai des matériaux de Dresde, par K. Memmler, G. Bierett et W. Gehler.

<sup>10</sup> Voir note 8, Kommerell, page 44.

Le coefficient  $\alpha$  peut prendre différentes valeurs suivant la forme de la soudure (d'angle ou bout à bout) ou la qualité de son exécution (avec ou sans reprise à l'envers, cordons usinés très exactement). De tels coefficients de réduction sont déjà utilisés pour les charpentes soudées (DIN 4100, § 5) par exemple pour les soudures bout à bout sollicitées à la traction  $\rho_{adm} = 0,75 \sigma_{adm}$ , c'est-à-dire  $\alpha = 0,75$ .

### C. — Ponts routes rivés et soudés.

Lorsque l'on compare les ponts-routes aux ponts-rails on constate que les premiers sont beaucoup moins souvent soumis à des sollicitations répétées d'une façon régulière. Les surcharges envisagées chez nous (DIN 1073) offrent une large sécurité quant à la grandeur et à l'intensité des charges, de telle sorte que

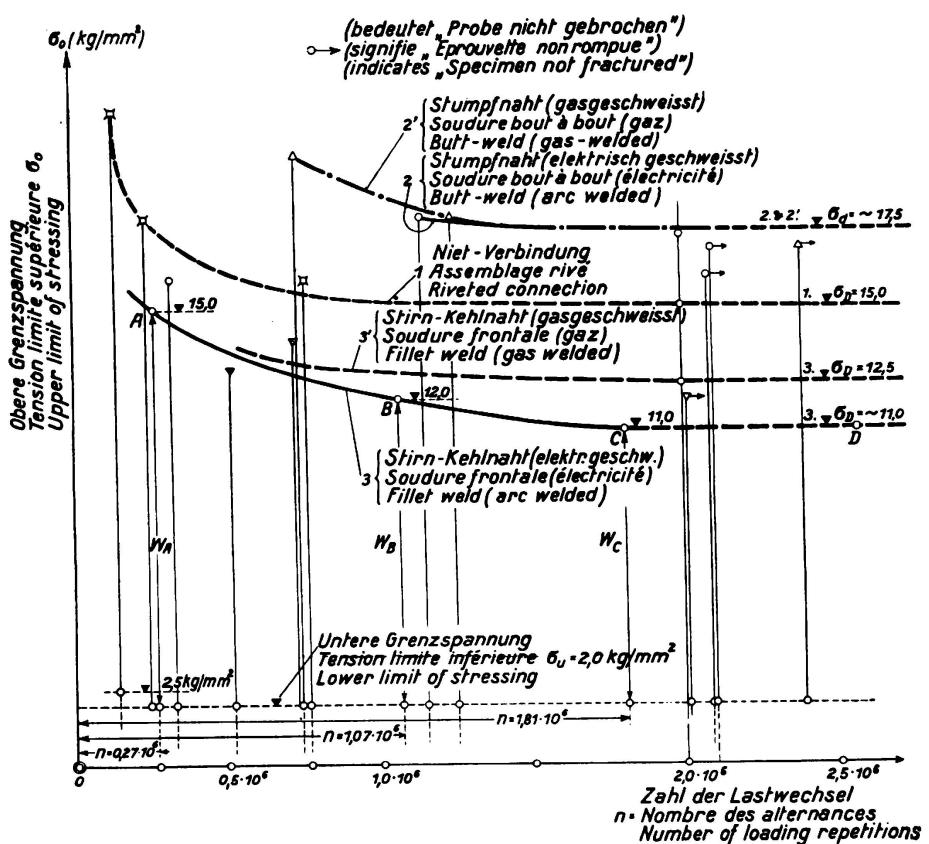


Fig. 3.

Lignes de Wöhler des essais du comité spécial avec assemblages de poutres rivés et soudés, sollicités à la traction.

l'on peut considérer ces ponts comme chargés avant tout statiquement. Des 4 influences dont il a été parlé sous B) on peut dégager le coefficient d'oscillations qui peut être posé  $\gamma = 1$  tandis que l'on doit conserver le coefficient  $\varphi$  et, pour les ponts-routes soudés, le coefficient de réduction relatif à la forme:  $\alpha$ .

### 3° — La courbe des tensions limites-temps (fig. 3) (ligne de Wöhler).

La résistance des matériaux à la durabilité  $\sigma_D$  est fonction d'une série de variables (par ex.  $n$ ,  $\sigma_0$ ,  $\sigma_u$ ,  $\sigma_m$ ): il est par conséquent préférable de les repré-

senter dans les différents plans ayant pour axe Z, X', X'' ainsi que le montre la fig. 1. Nous devons tout d'abord reporter les résultats des essais afin d'obtenir la ligne de Wöhler. Supposons que, au moyen d'un pulsateur, nous ayons à déterminer par des essais de traction  $\sigma_D$  pour une soudure frontale<sup>11</sup> (fig. 3 ligne 3). On choisit d'abord une valeur quelconque comme limite supérieure de tension (par ex  $\sigma_o = 15 \text{ kg/mm}^2$ ) pour une limite inférieure de tension  $\sigma_u = 2,0 \text{ kg/mm}^2$ . La rupture se produit déjà pour  $n = 270000$  oscillations (point A). Lors du 2<sup>ème</sup> essai l'on prend  $\sigma_o = 12 \text{ kg/mm}^2$  et l'on garde la même valeur

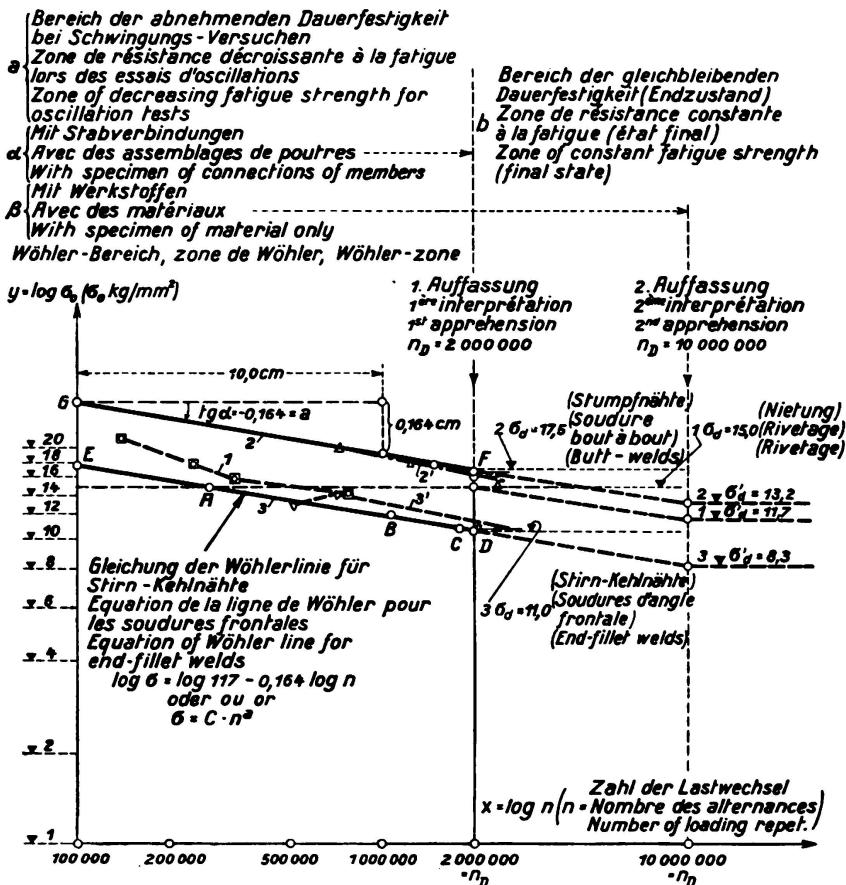


Fig. 4.

Zone de résistance décroissante à la fatigue (zone de Wöhler) de la ligne des tensions-temps (représentation logarithmique) pour les assemblages de poutres rivés et soudés.

$\sigma_u = 2,0 \text{ kg/mm}^2$  et l'on obtient dans ce cas  $n = 1,07 \cdot 10^6$  (point B). Et enfin dans le cas du 3<sup>ème</sup> essai,  $\sigma_o = 11,0 \text{ kg/mm}^2$  et  $n = 1,81 \cdot 10^6$  (Point C). On peut constater sur la figure que la ligne ABC se rapproche déjà sensiblement de l'horizontale dans la zone CD, de telle sorte que l'on peut prendre comme valeur finale pour la résistance à la fatigue<sup>12</sup>

$$\sigma_D = \text{env. } 11,0 \text{ kg/mm}^2.$$

Portons maintenant pour les mêmes essais, comme ordonnées  $y = \log \sigma_o$  et en abscisses  $x = \log n$  (fig. 4). Nous employons les échelles logarithmiques

<sup>11</sup> Voir le rapport cité à la note 9, page 16.

<sup>12</sup> Premier sujet de discussion.

suivant les deux directions *et non pas comme on l'a souvent fait suivant l'axe des x seulement*. Nous pouvons constater que la courbe ABC s'est transformée assez exactement en une droite ED qui, avec la droite qui lui est parallèle GF,

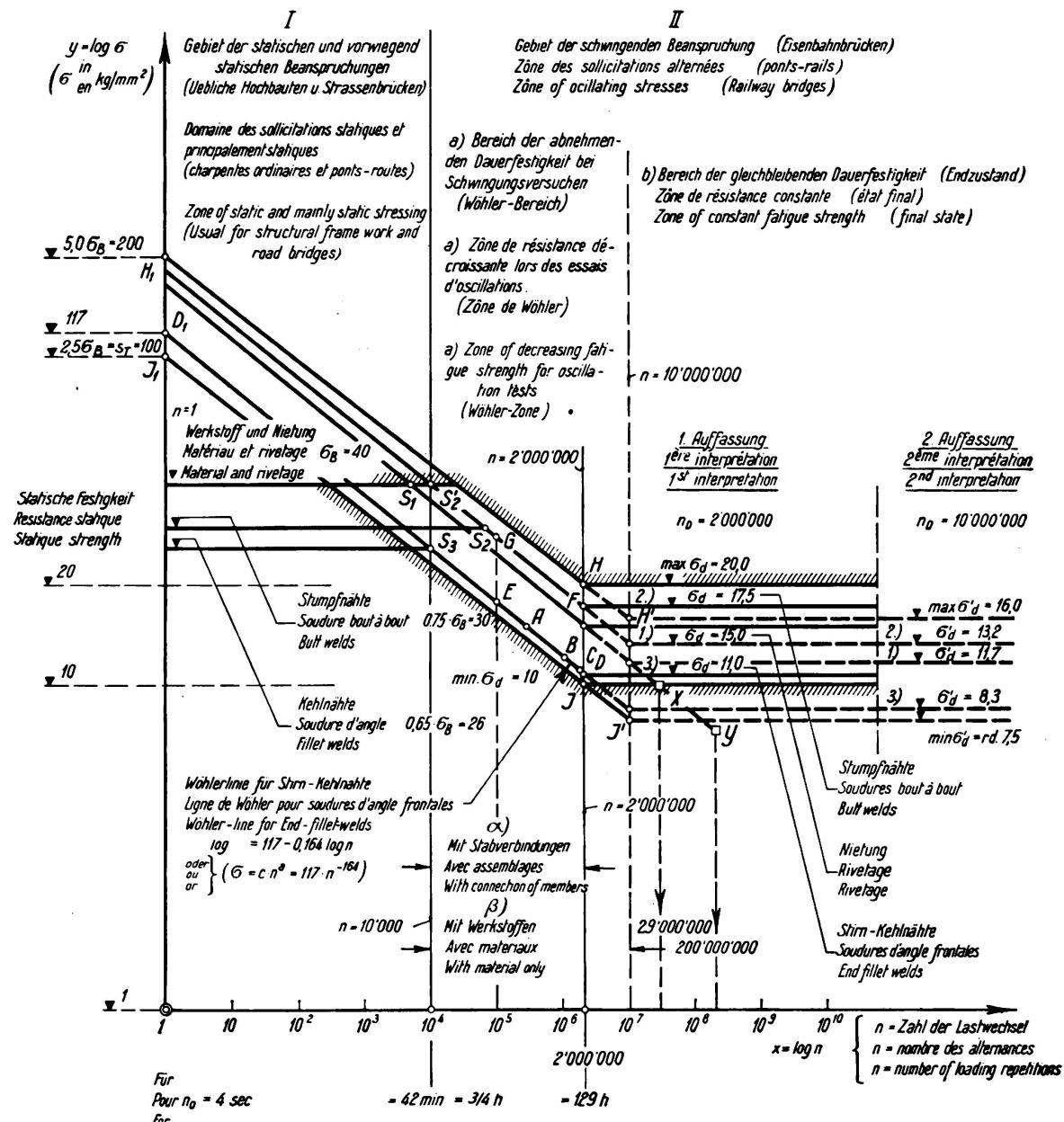


Fig. 5.

Les zones de la ligne des tensions-temps et de la ligne de Wöhler pour les assemblages de poutres (représentation logarithmique).

donne parfaitement l'allure des directions des autres lignes d'essais. L'équation de la droite ABC est:

$$\log \sigma = \log 117 - 0,164 \log n \quad (7 \text{ a})$$

Cette équation représente dans la figure 3 une courbe exponentielle.<sup>13</sup>

<sup>13</sup> Voir aussi *Moore*, Am. Soc. Test. Mat. 1922, page 266 et *Basquin*, idem, 1910, page 625.

$$\sigma = C \cdot n^a, \quad (7 \text{ b})$$

où  $a = \operatorname{tg} \alpha = 0,164$  donne l'inclinaison de la droite et  $C = 117 \text{ kg/mm}^2$  la valeur de  $\sigma$  pour  $n = 1$ .

La figure 5 représente la courbe contraintes-temps réduite à la même échelle logarithmique. La zone de résistance décroissante à la fatigue que nous désignerons ici par zone de Wöhler est limitée par les coordonnées des points  $n = 10000$  et  $n = 2000000$ . Vers la gauche ainsi que vers la droite viennent s'adjoindre des droites horizontales de telle sorte que la ligne contraintes-temps est doublement brisée dans cette représentation logarithmique. La droite DE coupe l'axe des ordonnées ( $n = 1$ ) au point  $C = 117 \text{ kg/mm}^2$ . Si maintenant l'on fait passer par le point  $J$  ( $\sigma_D = 10 \text{ kg/mm}^2$  et  $n = 2000000$ ) et le point  $J_1$  (situé sur l'axe de coordonnées  $\sigma_D = 100 \text{ kg/mm}^2$ ) la droite  $JJ_1$  et la parallèle  $HH_1$  (pour le point  $H_1$  nous avons  $\sigma_D = 20 \text{ kg/mm}^2$ , on délimite une surface dans laquelle il est possible de porter presque toutes les valeurs que l'on obtient lors des essais de résistance à la fatigue des assemblages de poutres.

On obtient ainsi la division suivante de la ligne des tensions-temps. D'abord la zone des sollicitations totalement statiques et principalement statiques. Cette zone sert de base à la construction des charpentes usuelles et des ponts-routes. Vient ensuite la zone des sollicitations alternées (pont-rails), zone que l'on peut subdiviser en: zone de résistance décroissante lors des essais d'oscillations (zone de Wöhler) et zone de résistance constante (état final). Nous désignerons ces deux dernières zones par IIa et IIb.

La limitation arbitraire de ces deux zones IIa et IIb fera l'objet de notre premier sujet de discussion.<sup>14</sup> Nos connaissances actuelles sur les essais de durée des assemblages de poutres nous conduisaient au choix de  $n_D = 2000000$  (1<sup>ère</sup> interprétation). Si par contre on prend, ainsi que cela se fait généralement pour les essais de matériaux,  $n_D = 10000000$  (2<sup>ème</sup> interprétation), le prolongement en droite de la courbe dans la zone de Wöhler (par ex. jusqu'aux points  $H'$  et  $J'$ ) donnerait pour le cas d'un rivetage  $\sigma_D' = 11,7 \text{ kg/mm}^2$  seulement au lieu de  $\sigma_D = 15 \text{ kg/mm}^2$  (voir points V et W). Le fait que nos ponts-rails rivés calculés avec  $14 \text{ kg/mm}^2$  se sont avérés suffisants pour l'exploitation des chemins de fer serait une contradiction aux résultats des essais, contradiction difficile à élucider.

Le rapport de la résistance à la fatigue des assemblages rivés  $\sigma_D = 15 \text{ kg/mm}^2$ , trouvée au cours des essais et de la contrainte admissible pour les ponts-rails rivés  $\sigma_{\text{adm}} = 14 \text{ kg/mm}^2$

$$v_w = \frac{\sigma_D}{\sigma_{\text{adm}}} = \frac{15}{14} = 1,07$$

(appelé sécurité de contrainte) procure une sécurité supplémentaire (faible peut-être il est vrai) permettant de tenir compte de l'influence secondaire des écarts de qualité du matériau et des inexactitudes d'exécution.

Lors de l'essai de matériaux pour  $n > 10000000$ , la ligne contraintes-temps fut considérée comme horizontale (zone IIb). Il fut surprenant de constater qu'au laboratoire officiel d'essai des matériaux de Dresde la rupture à la fatigue d'une éprouvette se produisit encore après 29 millions d'oscillations (voir le point X

<sup>14</sup> Voir le premier sujet de discussion sous 5.

de la fig. 5) et qu'au laboratoire de Berlin-Dahlem la rupture à la fatigue au droit d'un trou de rivet d'une barre de treillis ne se produisit qu'après 200 millions d'oscillations (voir le point Y). La question de savoir si de telles valeurs ( $n > 10000000$ ) furent trouvées ailleurs au cours d'essais ou dans le cas d'un pont en service fera l'objet de notre *deuxième sujet de discussion*.<sup>15</sup>

A la fig. 6 nous avons porté encore une fois la courbe de *Wöhler* avec les points V, W, X et Y. Si l'on interrompait l'essai de fatigue des assemblages non pas pour  $n = 2000000$  d'oscillations (point V) mais pour  $n = 10000000$  d'oscillations (point W) on obtiendrait des valeurs de 20% plus faibles pour la

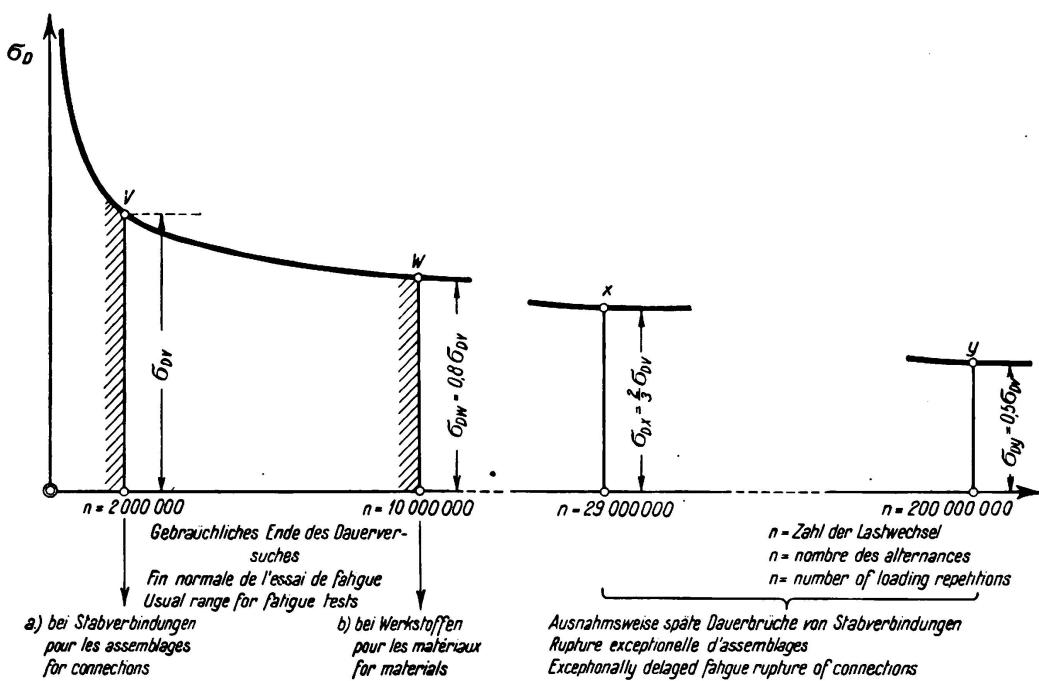


Fig. 6.

La ligne de *Wöhler* pour la représentation de la limite des essais fatigue effectués sur des assemblages de poutres.

résistance à la fatigue. Aux points exceptionnels X et Y de rupture tardive d'assemblages, la résistance à la fatigue est à prendre égale aux  $\frac{2}{3}$  et à la moitié de sa valeur au point V. Il en résulte qu'il est de toute première importance de connaître l'état final de la zone de résistance à la fatigue permanente (fig. 5).

Cette représentation logarithmique de la ligne des contraintes-temps nous permet d'avoir un aperçu très exact de tout le domaine, tant statique que dynamique, dans le plan des contraintes-temps. Il est encore très intéressant de remarquer que l'ordonnée du point  $J_1$  de la droite limite inférieure  $J J_1$  a la valeur de la résistance à la discission

$$s_T = 2,5 \cdot \sigma_B = 2,5 \cdot 40 = 100 \text{ kg/mm}^2 \quad (8)$$

et que, d'autre part, les points d'intersection  $S_1$  et  $S_2$  des droites horizontales de la zone de *Wöhler* présentent une certaine régularité. Les résultats des essais

<sup>15</sup> Voir le deuxième sujet de discussion sous 5.

statiques et des essais de durée se combinerait très bien si l'on prescrivait à l'avenir pour les soudures bout à bout  $\rho_{adm} = 1,0 \sigma_{adm}$  au lieu de  $0,75 \sigma_{adm}$  c'est-à-dire si l'on déplaçait le point  $S_2$  en  $S'_2$ .

Au point de vue physique, C de l'équation (7b) doit être désigné par *coefficient de cohésion* (voir l'équation 8). Nous pouvons donner une signification à l'autre coefficient a en dérivant l'équation 7b)

$$y' = \frac{d\sigma}{dn} = c \cdot a \cdot n^{a-1} = 117 \cdot 0,164 \cdot n^{-0,836} = \infty \frac{19,2}{n}, \quad (9)$$

équation qui représente, en première approximation, une hyperbole équilatère. Cette courbe des  $y'$  descend fortement au début de la zone de *Wöhler* pour devenir ensuite parallèle à l'axe des abscisses (fig. 3). Les ordonnées représentent une puissance  $\left(\frac{\text{travail}}{\text{temps}}\right)$  et si l'on considère ces ordonnées  $\sigma \left(\frac{\text{kg} \cdot \text{mm}}{\text{mm}^3} = \frac{\text{kg}}{\text{mm}^2}\right)$  comme un travail ou une charge spécifique de l'unité de volume, le  $\text{mm}^3$ , cette courbe des  $y'$  nous donne la décroissance de la puissance ou l'augmentation de la fatigue au cours de l'essai. Ces différentes lignes sont semblables dans la zone de *Wöhler* pour les différents assemblages de poutres que nous avons essayés (fig. 5). Il en résulte que l'on peut considérer « a » comme le coefficient de fatigue ( $a = 0$  dans les zones I et IIb de la fig. 5).

4<sup>o</sup> -- *Comparaison entre les contraintes réelles dans les ouvrages, obtenues d'après le calcul statique, et les contraintes dans les éprouvettes.*

La disposition des essais doit être aussi simple que possible, c'est pourquoi l'on adopte une variation sinusoïdale des contraintes qui, à partir d'une contrainte moyenne  $\sigma_m$ , varient entre les limites  $\sigma_o$  et  $\sigma_u$  égales vers le haut et vers le bas. En réalité il en est tout autrement, ainsi que le montre la fig. 2; les amplitudes dans les barres de treillis, à partir de la contrainte résultant de la charge permanente  $\sigma_g$ , sont en général très différentes vers le haut et vers le bas (vers le haut  $\sigma_{p1} > \sigma_{p2}$  vers le bas). Dans les membrures on a même  $\sigma_{p2} = 0$ . La différence entre l'essai et la réalité ne réside pas seulement dans la forme des oscillations mais aussi dans la dissymétrie de ces dernières ou dans les différences d'amplitude vers le haut ( $\sigma_{p1}$ ) et vers le bas ( $\sigma_{p2}$ ). L'influence de cette dissymétrie n'est malheureusement pas assez étudiée (autres sujets de discussion).

5<sup>o</sup> — *Sujets de discussion.*

1<sup>er</sup> *Sujet.* Est-il exact de limiter le nombre des oscillations dans les essais de fatigue des assemblages de poutres à  $n_D = 2\,000\,000$  alors que dans l'essai des matériaux il est d'usage de prendre  $n_D = 10\,000\,000$ ? (voir les notes 2, 5, 12 et 14, ainsi que les fig. 5 et 8, points S et W).

2<sup>ème</sup> *Sujet.* Des valeurs exceptionnelles de rupture à la fatigue comme celles observées en Allemagne, pour 29 et 200 millions d'oscillations, ont-elles été relevées ailleurs lors d'essais à la fatigue d'assemblages de poutres ou en cours de service d'un pont-rails? (voir les notes 2 et 15 ainsi que les fig. 5 et 8, points X et Y).

*3<sup>ème</sup> Sujet.* Possède-t-on ailleurs des résultats d'essais concernant *l'influence favorable des temps de repos sur la résistance à la fatigue des assemblages de poutres* (voir la note 6).

*4<sup>ème</sup> Sujet.* Les assemblages rivés qui servent de base à l'appréciation de la résistance des assemblages soudés, présentent une résistance moyenne à la fatigue de  $\sigma_D = 15 \text{ kg/mm}^2$  pour une contrainte admissible (y compris la majoration pour les effets dynamiques) de  $\sigma_{adm} = 14 \text{ kg/mm}^2$ . Nous avons par conséquent résolu la question de la sécurité des ponts-rails en considérant le rapport existant entre le nombre d'oscillations  $n_D$  supporté lors des essais et le nombre de trains passant sur le pont en un jour  $n_T$ . Ce n'est pas autre chose qu'un problème de longévité ( $v_T = n_D : n_T$ , *interprétation statistique de la sécurité*). Peut-on présenter d'autres projets pour la détermination de la sécurité?

## III a 4

Caractéristiques propres à la soudure.

Charakteristische Merkmale der Schweißung.

Characteristic Features of Welding.

Dr. Ing. h. c. M. Roš,

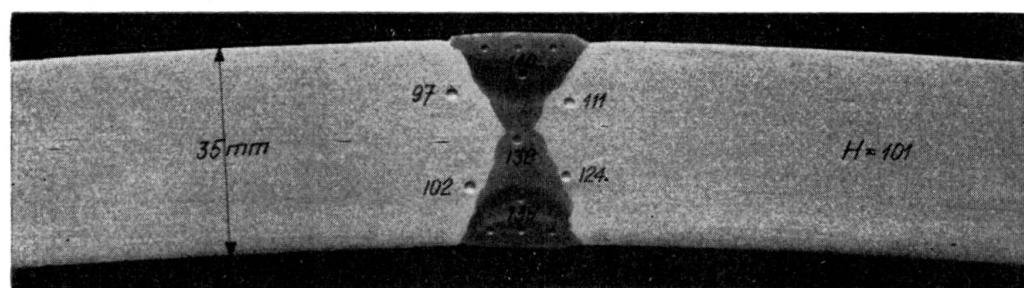
Professor an der Eidg. Techn. Hochschule und Direktionspräsident der Eidg. Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Zürich.

La structure du métal d'apport, zone de transition comprise, est essentielle en ce qui concerne les caractéristiques mécaniques de la soudure: résistance, déformation. Le métal d'apport est de l'acier moulé, sa structure est hétérogène et anisotrope (fig. 1). La théorie de la constance de l'énergie de déformation n'est valable que dans sa forme adaptée à l'anisotropie. La pratique n'est aujourd'hui pas en mesure de garantir un *métal d'apport sans pores et sans scories*; des *fissures dues à la contraction*, à la surface ou à l'intérieur du métal d'apport, sont rares mais peuvent toutefois se produire (fig. 2).

Les pores, scories, fissures sont à considérer comme l'équivalent d'un *usinage mécanique imparfait*. Les *influences thermiques* ont pour résultat, à la surface, la structure de Widmannstätten avec transcritallisation (fig. 3) et, dans la zone de transition, la formation de sorbite, trostite (fig. 1) et, lorsqu'il s'agit d'acières à teneur en carbone supérieure à  $\sim 0,15\%$ , de martensite (fig. 4) qui, vu sa fragilité, a une tendance à se fissurer. Au point de vue du matériau seul, on ne peut en principe *pas* admettre que la soudure soit l'équivalent de la rivure (fig. 5).

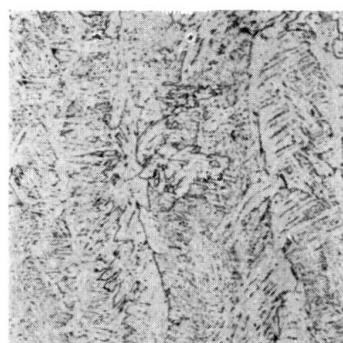
Le choix approprié des électrodes, le soudage effectué selon les règles de l'art, le cas échéant avec de l'acier réchauffé préalablement (fig. 6), un revenu faisant disparaître les tensions internes (au plus jusqu'à la température inférieure de transformation) ou un recuit (au-dessus de la température supérieure de transformation) sont des précautions de nature métallurgique qui, liées à des mesures constructives appropriées seulement, — amoindrissement des tensions dues à la chaleur (fig. 7), type d'assemblage (fig. 8), forme (fig. 9) — sont à même de donner aux assemblages soudés des qualités mécaniques égalant celles des assemblages rivés.

L'examen des soudeurs, basé sur les caractéristiques mécaniques — résistance, déformation — de plaques d'acier soudées à part, en position normale et au plafond, et le contrôle des soudures exécutées, auquel on procède en prélevant sur place des éprouvettes de dimensions appropriées (disques circulaires, ovales) lié à une étude radiographique, termine la série des essais et mesures de sécurité.

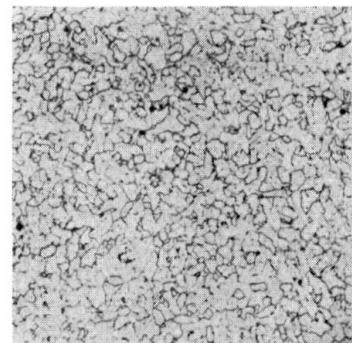


$$\beta_z \cong 38 \text{ kg/mm}^2$$

$$\sigma_u \cong 16 \text{ kg/mm}^2$$



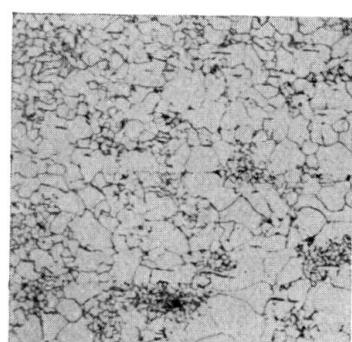
Structure grossière de Widmannstätten. Métal d'apport.



Structure à granulation transformée, fine et normalisée. Métal d'apport.



Structure thermiquement modifiée, ferrite et sorbite. Zone de transition.



Structure thermiquement modifiée, ferrite et perlite dégénérée. Zone de transition.

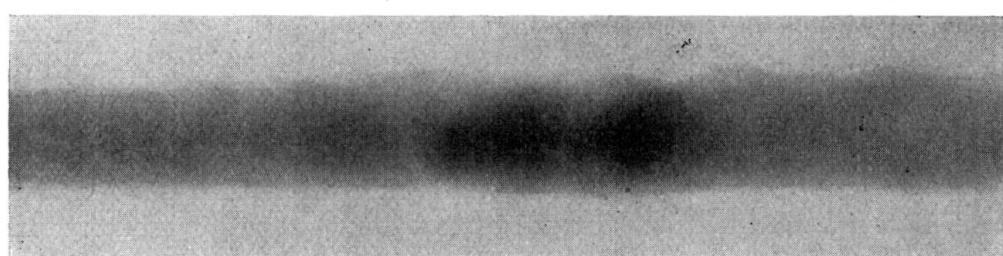
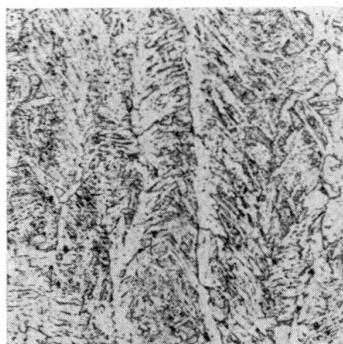
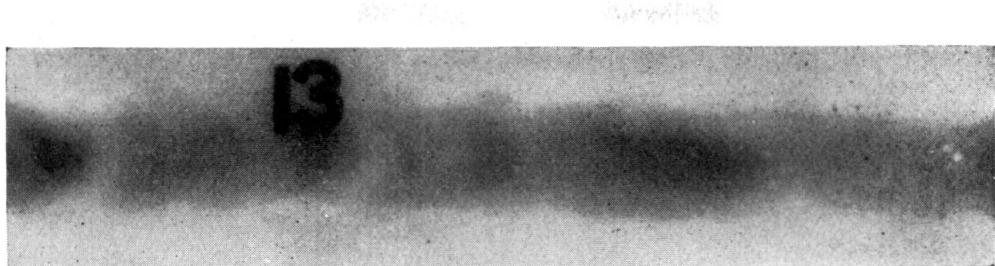
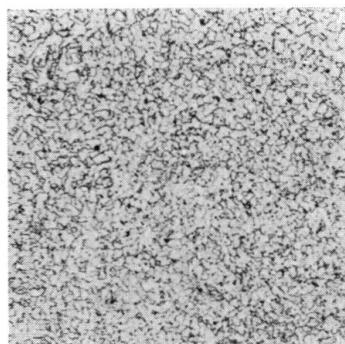


Fig. 1.

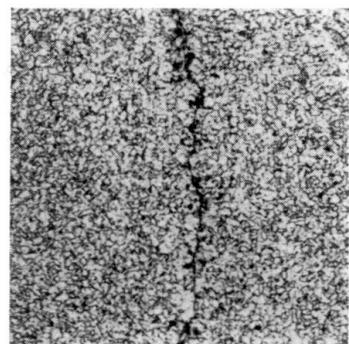
Parfaite soudure à l'arc électrique, acier de construction normal.  
Hétérogénéité de la structure du métal d'apport.



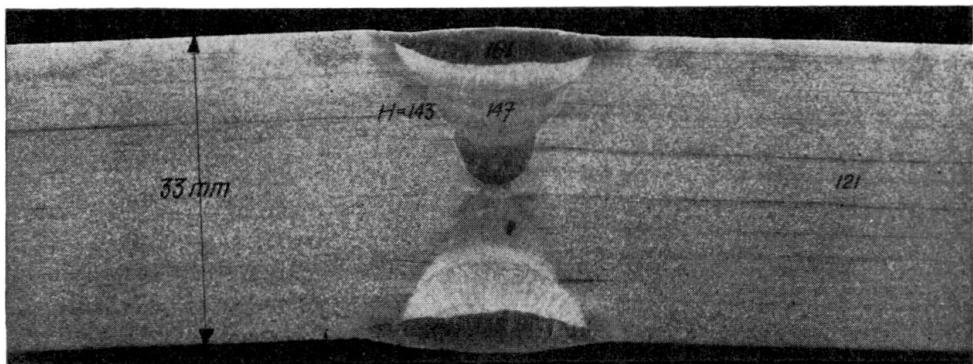
Structure grossière de Widmannstätten. Métal d'apport.  
Dernière passe.



Structure à granulation transformée, fine et normalisée.  
Métal d'apport.



Structure à granulation transformée, fine et normalisée,  
avec fissure microscopique.  
Métal d'apport.



$$\beta_z \cong 44 \text{ kg/mm}^2$$

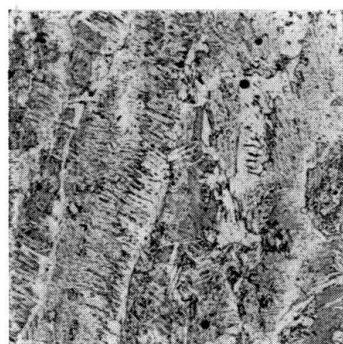
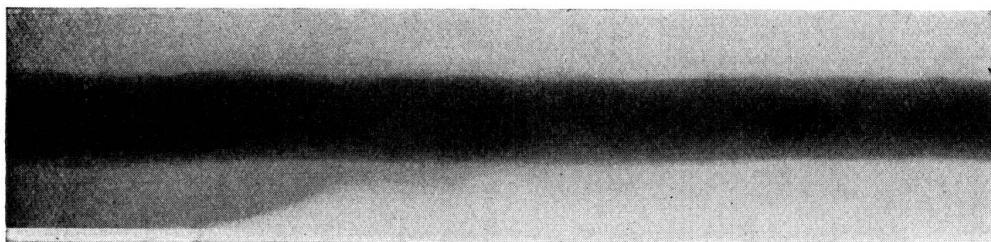
$$\sigma_u \cong 17 \text{ kg/mm}^2$$

$$\frac{1}{2} \sigma_w \cong 27 \text{ kg/mm}^2$$

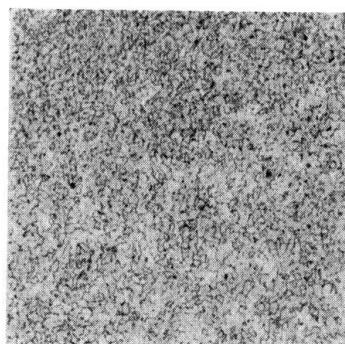
Fig. 2.

Excellent soudure à l'arc électrique, acier avec 0,25% C.

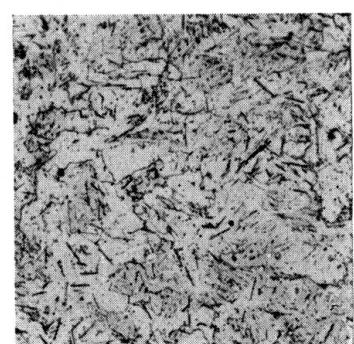
Fissure microscopique dans le métal d'apport.



Structure de Widmannstätten.  
Métal d'apport.



Structure à granulation  
transformée, fine.  
Métal d'apport.



Inclusions locales de nitride.  
Métal d'apport.

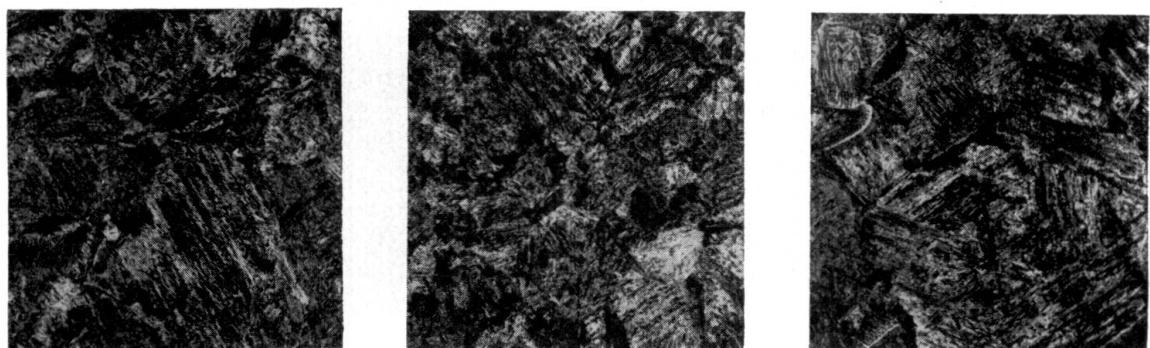


$$\beta_z \cong 38 \text{ kg/mm}^2 \quad \sigma_u \cong 18 \text{ kg/mm}^2 \quad \frac{1}{2} \sigma_w \cong 26 \text{ kg/mm}^2$$

Fig. 3.

Parfaite soudure à l'arc électrique, acier de construction normal.  
Structure de Widmannstätten avec transcristallisation.

Aacier S.-M. avec 0,20 — 0,25 % C.



Température: — 10° C.  
Martensite avec traces de  
trostite trempée.

Température: 25° C.  
Martensite et trostite  
trempée.

Température: 50° C.  
Martensite, un peu de trostite,  
traces de ferrite.

Fig. 4.

Formation de martensite dans la zone de transition, immédiatement à la liaison  
du métal d'apport à l'acier S.M.

Température de l'acier S.M. lors du soudage — 10°, + 25° et + 50° C.

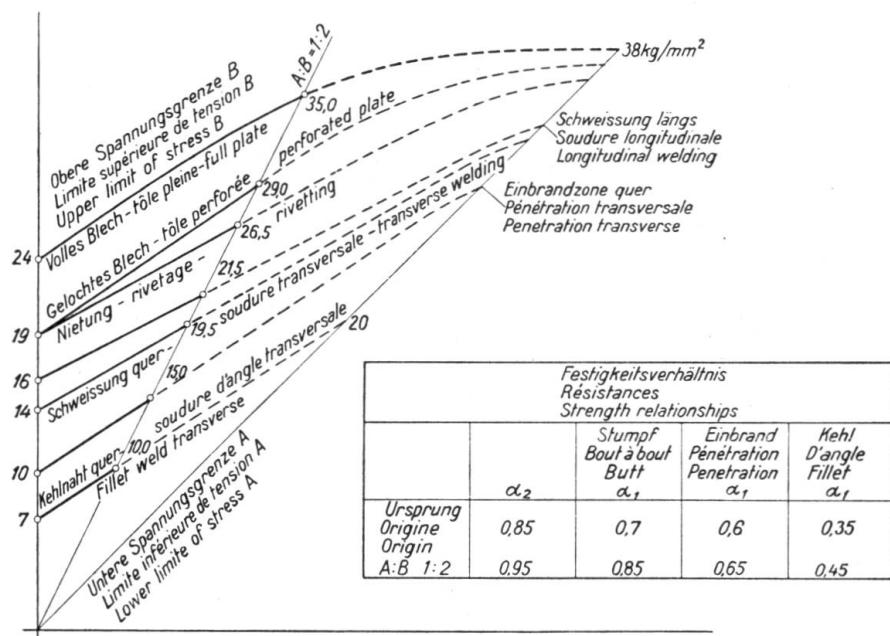
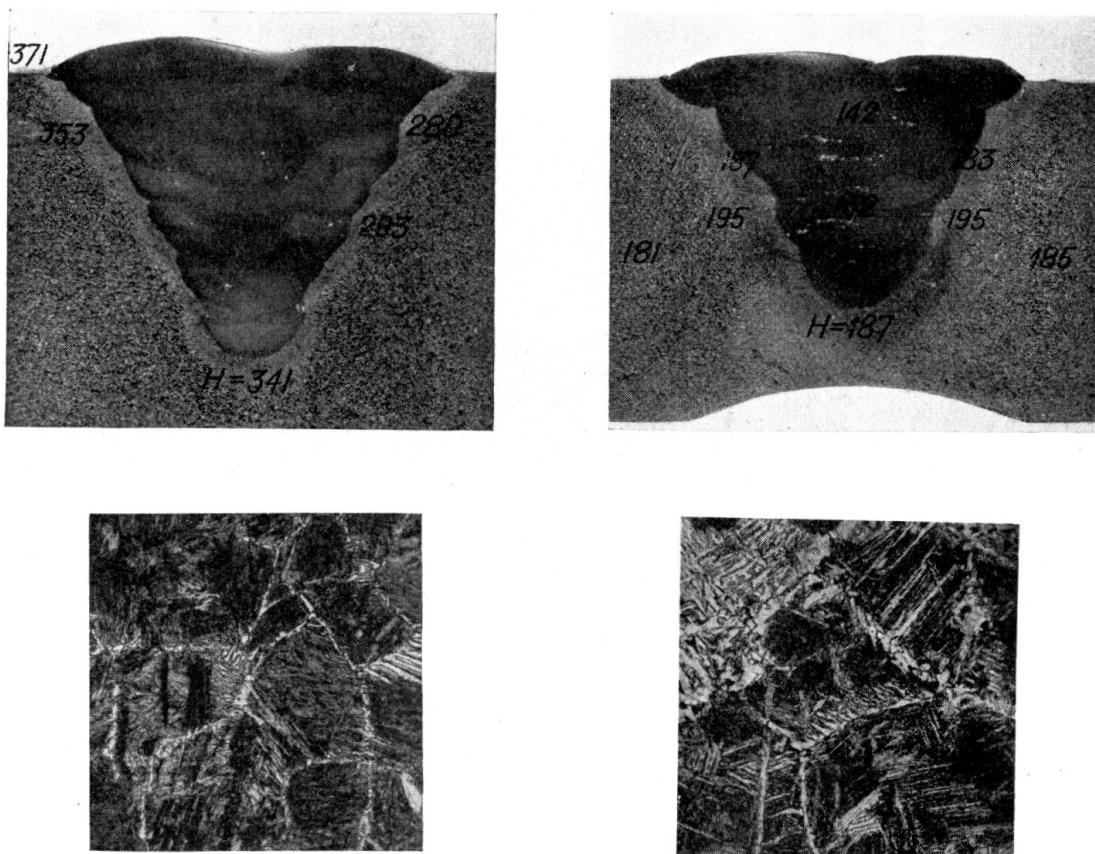


Fig. 5.

Endurance à la traction en fonction de la limite inférieure de charge.



Non préchauffé,  
formation de martensite.

Préchauffé,  
aucune formation de martensite.

Fig. 6.

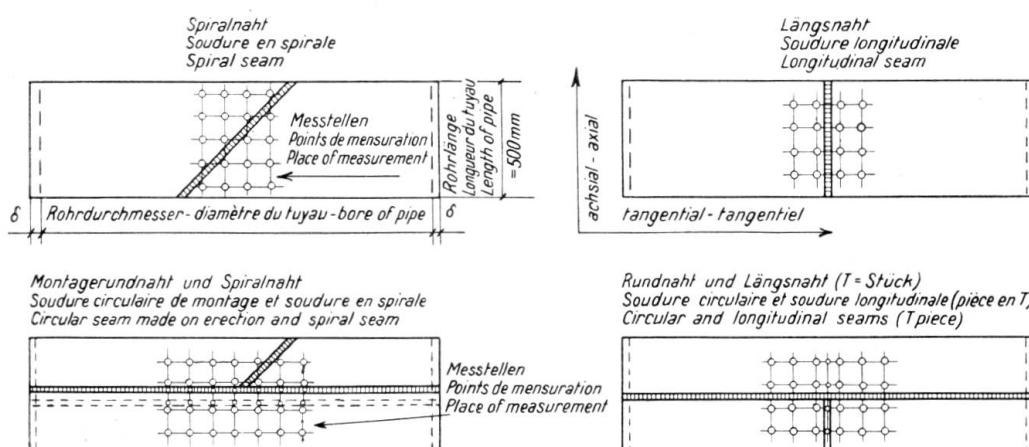
Acier moulé soudé électriquement, teneur en C 0,28%.

Soudure avec de l'acier moulé non préchauffé:

haut nombre de dureté de la zone de transition, formation de martensite.

Soudure avec de l'acier moulé préchauffé:

nombre normal de dureté, aucune formation de martensite.



Nature du cordon de soudure à l'endroit ausculté.

Fig. 7 a.

Contraintes internes de soudures recuites et non recuites.

## Valeurs maxima des contraintes internes mesurées.

recuit ou non	Nature du cordon de soudure à l'endroit ausculté	Efforts de traction réduits, en kg/cm <sup>2</sup>	
		axial	tangential
recuit	soudure longitudinale en X	+ 1010	+ 1060
non recuit	soudure longitudinale en X	+ 1620	+ 2460
recuit	soudure en spirale en X	+ 280	+ 727
non recuit	soudure circulaire et soudure longitudinale en U	+ 447	+ 336
		+ 2070	+ 2070

Fig. 7 b.

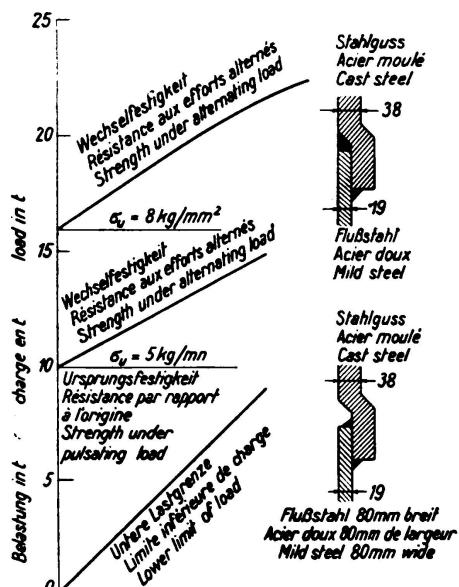
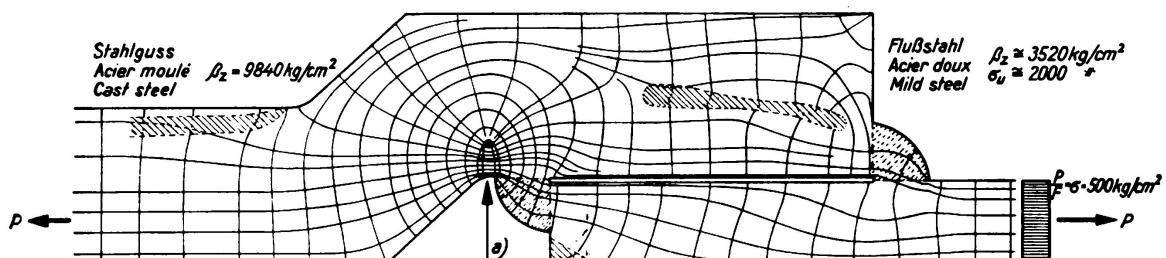


Fig. 8 a.

Relèvement de la résistance aux efforts alternés par assemblage approprié: acier doux - acier moulé.



a) Contrainte d'après Navier-Hooke, calculée  $\frac{P}{F} + \frac{M}{W}$ :  $\sigma_{\max} = 2,8 \sigma = 1400 \text{ kg/cm}^2$

Résistance par rapport à l'origine de l'assemblage:  $\sigma_u \cong 500 \text{ kg/cm}^2$

Pointe de tension au fond de l'entaille, optique:  $\sigma_{\max} = 5 \sigma = 2500 \text{ kg/cm}^2$ .

Fig. 8 b.

Etat de tension au fond de l'encoche.

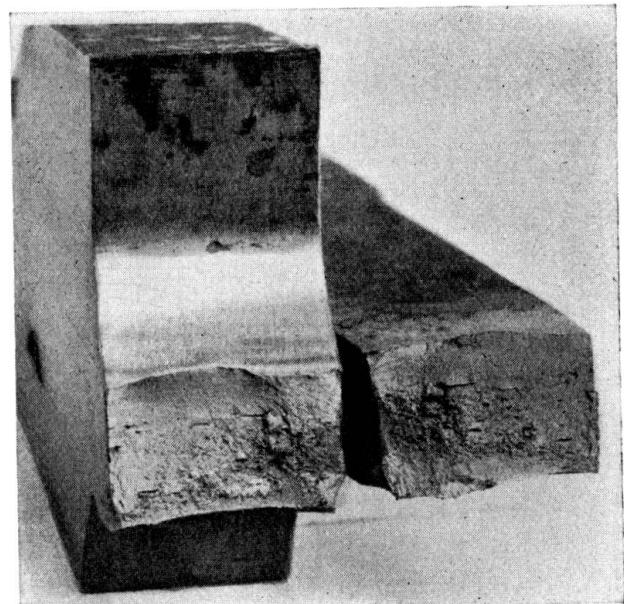
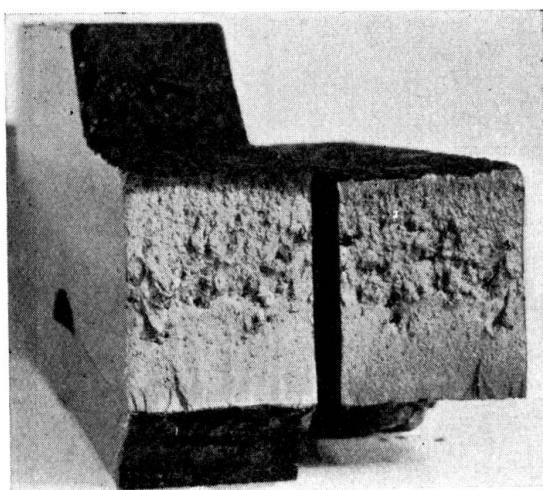
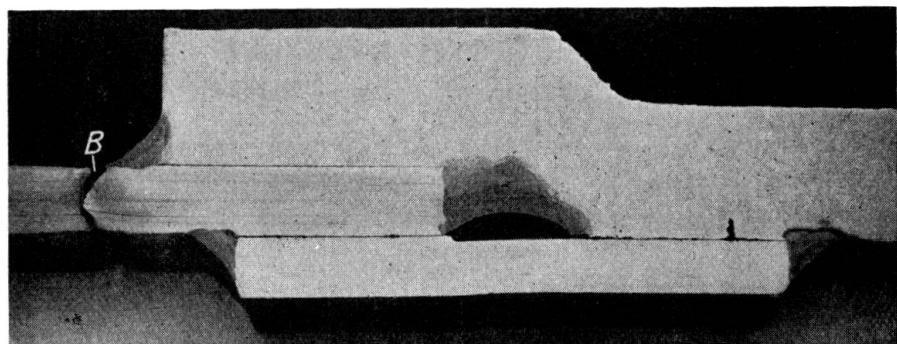
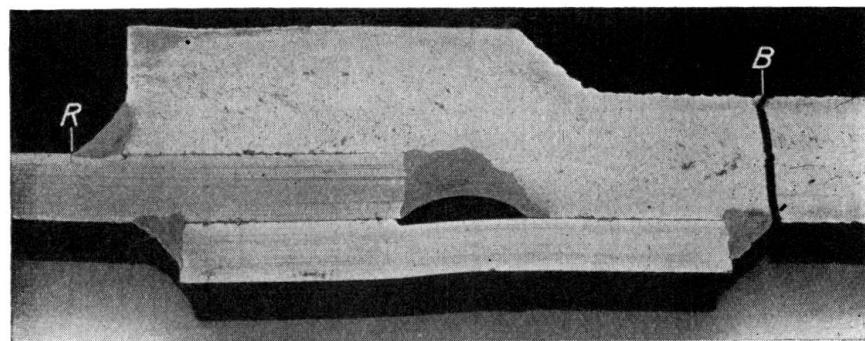


Fig. 9.

Assemblage soudé acier doux — acier moulé.

Relèvement de la résistance par rapport à l'origine par affilage des cordons de soudure.

### III a 5

La résistance à la fatigue des assemblages soudés en acier  
St. 37 et St. 52.

Dauerfestigkeit von geschweißten Verbindungen  
von St. 37 und St. 52.

The Fatigue Strengths of Welded Connections in St. 37 and St. 52.

Ir. W. Gerritsen et Dr. P. Schoenmaker,  
i. Willem Smit & Co's Transformatorenfabriek N. V. Nijmegen, Holland.

Des essais antérieurs ont montré que la résistance à la fatigue obtenue en laboratoire avec des ronds et des plats bien usinés était la même pour l'acier St. 37 soudé que pour le métal de base non soudé tandis que pour l'acier St. 52 soudé elle est inférieure à celle du métal de base non soudé. La rupture se produit donc à l'extérieur de la soudure pour l'acier St. 37 et à l'intérieur pour l'acier St. 52; cependant, l'endurance d'un assemblage en acier St. 52 est au moins 30 % plus grande que celle d'un même assemblage en acier St. 37. Si l'on admet, pour l'acier St. 52, des contraintes admissibles de 30 % plus élevées que pour l'acier St. 37 il serait normal d'en faire autant pour les assemblages soudés, pour autant que l'on emploie des électrodes de qualité, fortement enrobées.

Les résultats acquis sont réunis au tableau I.

Tableau I.

Endurance des aciers St. 37 et St. 52 soudés et non soudés.

Matériau	Endurance kg/mm <sup>2</sup>	Rupture
a) Essais d'endurance à la flexion sur des ronds.		
St. 37 — non soudé	$\sigma_{wb} = 20,1$	—
— soudé	$= 20,1$	à l'extérieur
St. 52 — non soudé	$\sigma_{wb} = 30,8$	—
— soudé	$= 26,4$	à l'intérieur
Métal d'apport	$\sigma_{wb} = 24,8$	—
b) Essais d'endurance à la flexion sur des plats.		
St. 37 — non soudé	$\sigma_{wb} = 17,8$	—
— soudé	$= 17,8$	partiellement dans la soudure
St. 52 — non soudé	$\sigma_{wb} = 30,5$	—
— soudé	$= 22,5$	dans la soudure
c) Essais d'endurance à la torsion sur des ronds.		
St. 37 — non soudé	$\sigma_w = 11,5$	—
— soudé	$= 11,5$	à l'extérieur
St. 52 — non soudé	$\sigma_w = 17,2$	—
— soudé	$= 15,5$	à l'intérieur
Métal d'apport	$\sigma_w = 15,8$	—

Quoique ces résultats permettent de faire d'intéressantes comparaisons, ils n'ont, pour la pratique, qu'une valeur restreinte car les conditions y sont complètement différentes. La plupart des assemblages ne sont pas usinés dans les ponts et les charpentes soudés; il en résulte des irrégularités dans la répartition des efforts, irrégularités renforcées encore par les entailles situées sur les bords des soudures ou dans le fond des soudures d'angle. Deux facteurs jouent un rôle proéminent:

- 1<sup>o</sup> l'exécution et l'usinage des soudures,
- 2<sup>o</sup> la disposition des assemblages.

Nous avons étudié l'influence de l'exécution et de l'usinage des soudures à l'aide de plats dont la forme est donnée à la fig. 1. La soudure peut être soit normale, soit remplie à ras les bords (voir fig. 2); dans un troisième essai la

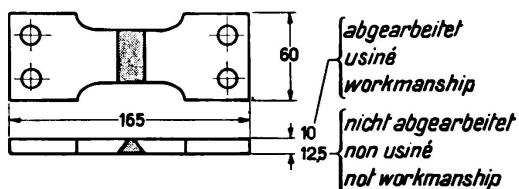


Fig. 1.  
Forme et dimensions des fers plats destinés  
aux essais d'endurance,

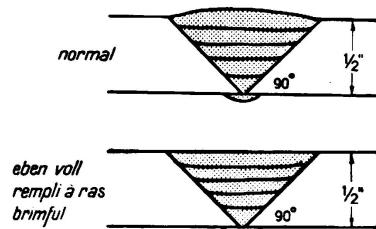


Fig. 2.  
Exécution de la soudure.

couche supérieure a été limée. Les résultats de ces essais sont donnés au tableau II, avec les valeurs obtenues pour le métal non soudé, pour trois sortes d'acier St. 52: un acier au Cr-Cu (I), un acier au Mn-Si (II) et un acier au Mn (III).

Tableau II.

Endurance d'assemblages soudés en acier St. 52, avec soudures usinées  
et non usinées.

Acier	non soudé surface limée	soudé		
		soudure limée	non usiné	
			soudé normalement	soudé à ras les bords
I	31,0 kg/mm <sup>2</sup>	23,0 kg/mm <sup>2</sup>	11,0 kg/mm <sup>2</sup>	15,0 kg/mm <sup>2</sup>
II	29,0 ..	21,5 ..	9,5 ..	16,5 ..
III	31,5 ..	22,5 ..	8,0 ..	14,0 ..

La rupture de toutes les barres non usinées s'est produite dans la zone de transition de la soudure au métal de base, soit du côté supérieur de la soudure en V (fig. 3), soit du côté de la racine, le long de la reprise (fig. 4). L'explication en est simple: les modifications de la structure engendrent en ces endroits un durcissement plus ou moins fort (fig. 5). Les producteurs d'acier devront donc s'efforcer de limiter autant que possible cet accroissement de la dureté; il

ne peut-être complètement éliminé car il est lié à la haute résistance de ces aciers. Les meilleurs résultats obtenus actuellement le sont avec les aciers au Cr-Cu, au Cr-Mo et au Mn-Si, pour autant que le pourcentage de ces alliages

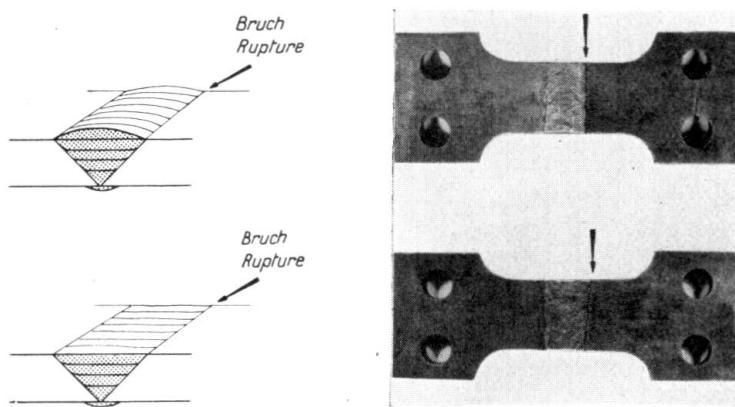


Fig. 3.

Rupture par fatigue dans la zone de transition de la soudure à la tôle.

n'est pas trop élevé; faisons spécialement remarquer que la teneur en carbone ne doit pas dépasser 0,15 à 0,20 %.<sup>1</sup>

L'influence de la forme fut étudiée à l'aide d'un assemblage en V, exécuté de différentes façons; cet assemblage fut soumis à une charge dynamique avec

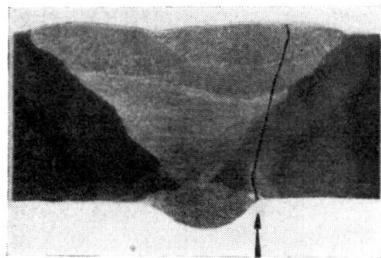
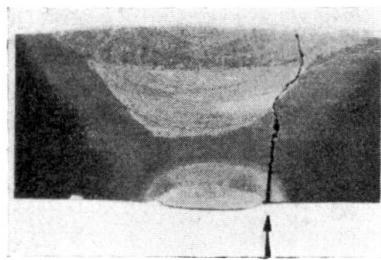


Fig. 4.

Amorce de rupture par fatigue au bord de la reprise à l'envers.

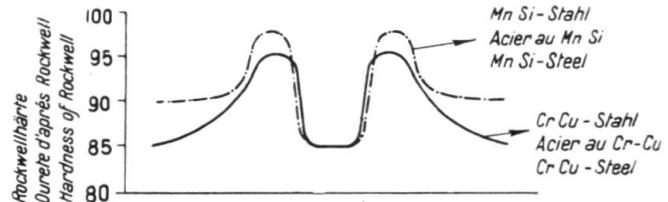
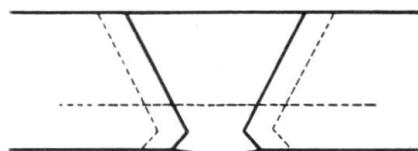


Fig. 5.

Allure de la dureté dans un assemblage soudé en acier St. 52.

précontrainte statique. En concordance avec les prescriptions des Chemins de fer néerlandais, on a choisi une contrainte dynamique égale aux 30 % de la

<sup>1</sup> cf. Smit-Laschtijdschrift, 1<sup>er</sup> vol., N° 2 (1937).

précontrainte statique. Pour chaque assemblage on a cherché la plus grande précontrainte n'entraînant aucune rupture après 2 000 000 de variations de la charge (cf. fig. 6). Les essais furent exécutés sur un pulsateur « Losenhausen ».

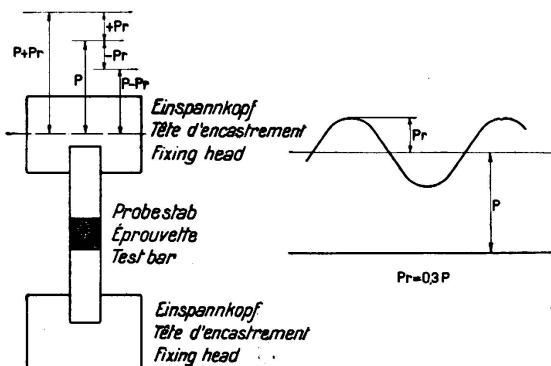


Fig. 6.  
Variation de contrainte dans les essais d'endurance.

Les assemblages en T furent exécutés avec deux soudures d'angle et avec une soudure en X (fig. 7 et 8). Les résultats de ces essais sont rassemblés au tableau III.

Tableau III.

Résultats des essais de traction dynamique effectués sur des assemblages en acier St. 37 et St. 52.

Métal	Assemblage	Précontrainte statique maxima kg/cm <sup>2</sup>	Contrainte dynamique	Nombre de variations sans rupture
St. 37	soudure en X (fig. 7 a)	1900	$\pm 30\%$	$2 \cdot 10^6$
	soudure d'angle (fig. 7 b)	1250	$\pm 30\%$	$2 \cdot 10^6$
St. 52	soudure en X (fig. 7 a)	2000	$\pm 30\%$	$2 \cdot 10^6$
	soudure d'angle (fig. 7 b)	1000	$\pm 30\%$	$2 \cdot 10^6$

Il ressort de ce tableau qu'avec des soudures d'angle l'assemblage en acier St. 37 a une résistance aux efforts dynamiques plus élevée que l'assemblage en acier St. 52; avec soudures en X les valeurs obtenues sont à peu près égales.

Ce résultat montre clairement que l'endurance des assemblages soudés en acier St. 52 n'est pas plus grande que celle des assemblages en acier St. 37, cela, à cause de la plus grande sensibilité aux entailles de l'acier St. 52. Dans les deux cas, la résistance des soudures en X est de beaucoup supérieure à celle des soudures d'angle, d'où la prescription générale: là où c'est possible, assembler avec des soudures bout à bout.

Il n'est pas toujours possible d'éviter les soudures d'angle, dans ce cas on peut recommander comme la plus favorable, la forme de la fig. 9. Les soudures

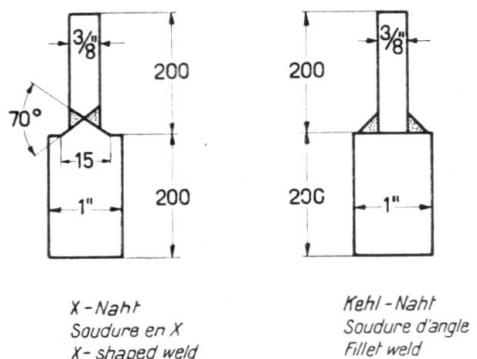


Fig. 7.

Forme et dimensions des éprouvettes destinées aux essais d'endurance à la traction.

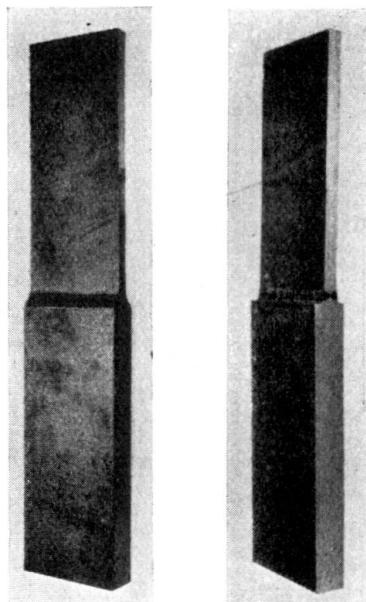


Fig. 8.

Éprouvettes soudées, conformes aux données de la fig. 7 et destinées aux essais d'endurance à la traction.

doivent être aussi hautes que possible, leurs bords doivent être lisses et le passage de la soudure au métal de base doit être régulier et sans entailles.

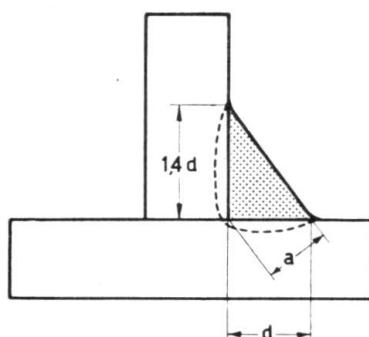


Fig. 9.

Forme idéale à donner aux soudures d'angle pour leur conférer une bonne résistance aux efforts statiques et dynamiques.

Nous avons complété ces essais d'endurance à la traction par des essais de cisaillement. Ces essais ne sont pas encore terminés et nous en publierons les résultats à une autre occasion.<sup>2</sup>

<sup>2</sup> cf. Smit-Laschtijdschrift, 1<sup>er</sup> vol., No 3 (1937).

### IIIa 6

#### Notes sur la méthode d'expression de la contrainte admissible déterminée à partir de la pulsation ou de l'alternance des efforts appliqués.

Angaben über die Methode des Ausdrucks einer zulässigen Spannung, die durch Schwingung oder Wechsel im Vorzeichen der Spannungen bestimmt ist.

#### Notes on the Method of Expression of Allowable Unit Stress as determined by the Pulsation or Reversal of the Stresses.

J. Jones,  
Chief Engineer, Bethlehem, Pa.

Les règlements américains concernant les ponts rivés, prescrivent une réduction des contraintes admissibles dans le cas des efforts alternés, mais non dans le cas des efforts ondulés (efforts variant sans changer de signe).

Néanmoins, le comité constitué par l'American Welding Society en vue de préparer un règlement concernant les ponts soudés (règlement publié en 1936) a décidé, en se basant sur les données dont il disposait et tout particulièrement sur les rapports publiés par les Professeurs *Graf* et *Schaechterle*, de prévoir une réduction des contraintes admissibles sur certains types de joints soudés, dans le cas d'efforts ondulés couvrant une gamme d'amplitudes assez étendue ainsi que dans le cas des efforts alternés.

Nous nous proposons, dans les notes qui suivent, de discuter non pas les valeurs effectivement choisies pour les contraintes admissibles dans différentes conditions, mais seulement la manière dont ces contraintes sont exprimées: La plupart des éléments importants d'un pont et leurs assemblages sont exposés à des efforts répétés; il est donc essentiel de réduire au strict minimum les calculs résultant de l'application des différentes prescriptions.

L'ancien règlement américain, applicable dans le seul cas des efforts alternés, ainsi qu'il a été indiqué plus haut, impose le calcul, à partir de l'effort minima et maxima, d'un troisième effort hypothétique, supérieur à l'effort maximum effectif et auquel est appliquée la contrainte normale; on aboutit ainsi à un accroissement de la section nécessaire. Par suite de considérations d'ordre géométrique, il n'est pas possible d'appliquer une méthode identique lorsque la réduction de la contrainte doit porter sur des efforts ondulés aussi bien que sur des efforts alternés.

La méthode officielle allemande (méthode « gamma ») est analogue à la précédente; elle implique le calcul d'un coefficient « gamma », à appliquer à la contrainte maximum, à partir des efforts totaux maxima et minima.

Chacune de ces méthodes introduit ainsi un processus auxiliaire, calcul d'un effort maximum modifié ou hypothétique, avant de procéder à la détermination de la section nécessaire. Or la méthode adoptée par l'American Welding Society supprime précisément le processus préliminaire et permet d'arriver à la section nécessaire par l'application directe d'une formule simple, dont nous allons indiquer ci-après la genèse.

Considérons la ligne ABC de la fig. 1 comme représentant le tracé des contraintes admissibles, établi dans des conditions telles que tout minimum constitue une abscisse et que le maximum correspondant constitue l'ordonnée relative. En A par exemple, on a: min. = max. et l'ordonnée  $S_{-1}$  représente la contrainte à admettre dans le cas de l'alternance complète, choisie sur la base des données expérimentales. On a ainsi en B: min. = 0 et l'ordonnée  $S_0$  représente la contrainte à admettre dans le cas de la pulsation à partir de zéro.

Pour tous les cas de la pratique, on peut adopter pour ABC un tracé rectiligne. Il est inopportun de compliquer les exigences en introduisant toute autre allure de variation; les erreurs en pour cent qui en découlent seront en effet très faibles, en admettant même que l'on puisse les connaître effectivement.

La ligne BC n'est pas utilisable sur toute la longueur, car les valeurs de la contrainte maximum augmentent au-delà de la valeur  $S$  qui a été déterminée pour les conditions statiques (max. = min.). La droite inclinée doit donc être négligée au-dessus de son intersection avec une horizontale définie par la valeur  $S$ .

Considérons maintenant une partie de pont ayant à supporter des efforts alternés non exactement symétriques ou des efforts ondulés ne partant pas de zéro, ainsi que l'indiquent les ordonnées en traits discontinus du graphique. Pour cette partie d'ouvrage, les contraintes admissibles inconnues « max. » et « min. » sont naturellement proportionnelles aux valeurs connues « Max. » et « Min. », c'est-à-dire aux efforts totaux calculés.

On a ainsi:

$$\begin{aligned} \text{max.} &= S_0 + \frac{S_0 - S_{-1}}{S_{-1}} \text{ min.} \\ &= S_0 + n \cdot \text{min.}, \end{aligned} \quad (1)$$

en désignant par »n« la pente de la ligne AB =  $\frac{S_0 - S_{-1}}{S_{-1}}$ .

$$\text{Section nécessaire } A = \frac{\text{Max.}}{\text{max.}} = \frac{\text{Max.}}{S_0 + n \cdot \text{min.}} = \frac{\text{Max.}}{S_0 + n \cdot \frac{\text{Min.}}{A}}$$

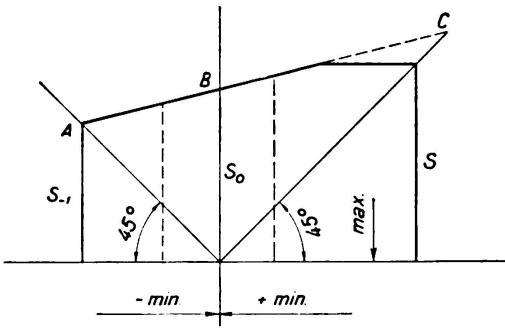


Fig. 1.

$$A \cdot S_0 + n \cdot \text{Min.} = \text{Max.}$$

$$A = \frac{\text{Max.} - n \cdot \text{Min.}}{S_0} \quad (2)$$

Telle est la forme sous laquelle se présente cette prescription. Pour chaque type de sollicitation ou de soudure, le comité a adopté une valeur admissible de  $S_0$  et une valeur admissible de  $S_{-1}$ . A partir de ces valeurs et d'après l'équation (1), on détermine  $n$ , puis on écrit l'équation (2) en tenant compte du règlement. Ayant calculé « Max. » et « Min. » à partir de la charge prescrite, on obtient ensuite la section «  $A$  » d'une manière aussi simple que possible.

Dans l'avenir, lorsqu'on disposera de nouveaux résultats d'essais et lorsque, pour d'autres raisons, on aura révisé les coefficients de sécurité, les comités futurs de l'American Welding Society pourront modifier «  $S_0$  » ou «  $S_{-1}$  » ou ces deux valeurs.

Ceci n'impliquera toutefois aucune modification des différentes formules elles-mêmes, la simple modification portant sur «  $n$  », ou sur «  $S_0$  », ou sur ces deux valeurs, permettant d'introduire effectivement la correction ou les corrections envisagées.

A titre d'exemple, le règlement de l'American Welding Society pour les soudures d'angle est le suivant:

$$\text{Section} = \frac{\text{Max.} - \frac{1}{2} \text{Min.}}{7200} \quad \text{Cette section ne devrait pas être inférieure à } \frac{\text{Max.}}{9600}.$$

(La deuxième expression fait intervenir la partie du diagramme ci-dessus dans laquelle la ligne inclinée est remplacée par l'horizontale définie par l'ordonnée  $S$ ).

$$\text{Exemple 1.} \quad \text{Max.} = +80\,000 \quad \text{Min.} = -80\,000$$

$$A = \frac{80\,000 + 40\,000}{7200} = 16,7 \text{ sq. in.}$$

$$\text{Exemple 2.} \quad \text{Max.} = +80\,000 \quad \text{Min.} = -40\,000$$

$$A = \frac{80\,000 + 20\,000}{7200} = 13,9 \text{ sq. in.}$$

$$\text{Exemple 3.} \quad \text{Max.} = +80\,000 \quad \text{Min.} = 0$$

$$A = \frac{80\,000}{7200} = 11,1 \text{ sq. in.}$$

$$\text{Exemple 4.} \quad \text{Max.} = +80\,000 \quad \text{Min.} = +16\,000$$

$$A = \frac{80\,000 - 8000}{7200} = 10,0 \text{ sq. in.}$$

$$\text{sans pouvoir être inférieur à } \frac{80\,000}{9600} = 8,33 \text{ sq. in.}$$

$$\text{Exemple 5.} \quad \text{Max.} = +80\,000 \quad \text{Min.} = +64\,000$$

$$A = \frac{80\,000 - 32\,000}{7200} = 6,67 \text{ sq. in.}$$

$$\text{sans pouvoir être inférieur à } \frac{80\,000}{9600} = 8,33 \text{ sq. in.}$$