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

Band: 1 (1932)

Rubrik: b) Calculations, design and construction of welded steel structures

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: 01.07.2025

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

b) Calcul et construction des bâtiments en acier.

Berechnung, Konstruktion und Herstellung geschweisster Stahlbauten.

Calculation, Design and Construction of Welded Steel Structures.

Dr. Z. BAŽANT,

Professeur à l'École Technique Tchèque, Prague.

Discussion à la communication de M. Kommerell : Calcul et construction des charpentes métalliques soudées (voir Publ. prél. page 315).

Dans le calcul de la soudure à l'appui d'une poutre (fig. 5 et 6) on obtient un effort de flexion ρ_1 et un effort de cisaillement ρ_2. Leur résultante ρ (d'après la fig. 6) est oblique à la section et ne représente pas la plus grande valeur de l'effort au point envisagé. Le maximum de l'effort est donné par la tension principale :

$$\max \rho = \frac{1}{2}\left(\rho_1 + \sqrt{\rho_1^2 + 4\,\rho_2^2}\right)$$

pour laquelle on aurait comme limite l'effort de traction admissible (valeur moindre que l'effort de compression). Cela donnerait, pour le cas envisagé par l'auteur :

$$\max \rho = \frac{P}{2}\left(0{,}0974 + \sqrt{0{,}0974^2 + 4.\,0{,}0435^2}\right) = 0{,}114\ P.$$

et pour $\rho_{adm} = 0{,}6\ \sigma_{adm} = 7{,}2$ kg. par mm² on aurait

$$P = \frac{720}{0{,}114} = 6310 \text{ kg}$$

contre P = 5620 kg d'après l'auteur, on a alors une sécurité moindre que celle déduite de l'effort $\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$.

On peut calculer de la même façon également la longueur de soudure nécessaire dans le cas d'une plaque (aile de cornière), fixée à une tôle (gousset) perpendiculaire. En supposant une barre de section rectangulaire $b.\ h$ (v. fig. 1) soumise à une traction P, on obtient dans le bas de la barre un moment fléchissant $M = P\,\frac{h}{2}$ qui donne un effort normal aux extrémités de la soudure :

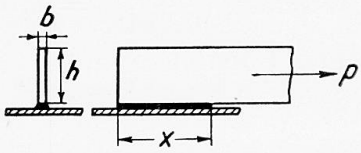


Fig. 1.

$$\rho_1 = \frac{M}{W} = \frac{\frac{1}{2}\,P.\,h}{\frac{1}{6}\,b\,x^2} = \frac{3\,P.\,h}{b\,x^2}$$

La force P donne aussi, approximativement, un effort de cisaillement :

$$\rho_2 = \frac{P}{b\,x}$$

De là résulte la tension principale :

$$\max \rho = \frac{1}{2}\left(\rho_1 + \sqrt{\rho_1^2 + 4\,\rho_2^2}\right) = \frac{3\,\mathrm{P}.\,h}{2\,bx^2}\left[1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2\,x}{3\,h}\right)^2}\right]$$

Pour avoir la même sécurité dans la barre tendue que dans l'assemblage (en supposant la largeur utile de la soudure plus grande que celle de la barre), on peut poser : $\max \rho = \frac{\mathrm{P}}{b\,h}$ ce qui donne la condition :

$$\frac{3}{2}\left(\frac{h}{x}\right)^2\left[1 + \sqrt{1 + \left(\frac{2\,x}{3\,h}\right)^2}\right] = 1 \text{ ou } \left(\frac{x}{h}\right)^2 = 4$$

d'où $x = 2\,h$. Pour cette valeur x la barre perpendiculaire est assemblée d'une façon telle qu'elle résiste à l'extrémité du joint par sa section pleine que l'on n'a pas besoin d'amoindrir, ainsi que cela se fait en pareil cas pour les joints rivés. Il serait prudent de faire $x > 2\,h$, car les efforts vrais, notamment au cisaillement, sont plus grands que les efforts calculés.

Dr. Ing. KOMMERELL,
Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahnzentralamt für Bau- und Betriebstechnik, Berlin.

Berechnet man beim gleichzeitigen Auftreten von Biegemomenten und Querkräften die schiefen Hauptspannungen nach der Formel

$$(1) \qquad \rho = \frac{1}{2}\left(\rho_1 + \sqrt{\rho_1^2 + 4\,\rho_2^2}\right),$$

so erhält man nach dem angezogenen Beispiel, Abschnitt V, Seite 326 meines Berichtes ($\frac{0{,}1140}{0{,}1067} = 1{,}069$) um 6,9 % höhere Spannungen als nach der einfachen Formel

$$(2) \qquad \rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$$

Dafür kann im Falle (1) mit der zulässigen Spannung höher, also etwa bis zu der für Zug massgebenden Spannung $\rho_{zul} = 0{,}6.\ \sigma_{zul}$ gegangen werden, während wir bei der Berechnungsart (2) nur die für Abscheren massgebende zul. Spannnung $\rho_{zul} = 0{,}5\ \sigma_{zul}$ einsetzen.

In der Praxis sind bei jedem Schweissanschluss die äusseren Kräfte gegeben. An dem angezogenen Berechnungsbeispiele sei die Auswirkung beider Berechnungsarten gezeigt :

Gegeben : P = 5620 kg.

Aus der Biegung $\rho_1 = \frac{\mathrm{M}}{\mathrm{W}} = \frac{22{,}5 \cdot 5620}{231} = 548\ \mathrm{kg/cm^2}$

Aus der Querkraft $\rho_2 = \frac{\mathrm{P}}{\mathrm{F}} = \frac{5620}{23} = 244\ \mathrm{kg/cm^2}$

Nach der genaueren Formel wird :

(1) $$\rho = \frac{1}{2}\left(\rho_1 + \sqrt{\rho_1^2 + 4\,\rho_2^2}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{2}\left(548 + \sqrt{548^2 + 4 \cdot 244^2}\right) = 641 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{zul}\ (Z_{ug}) = 0{,}6\ \sigma_{zul} = 0{,}6 \cdot 1200 = 720 \text{ kg/cm}^2$$

Nach der Annäherungsformel wird :

(2) $$\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$$

$$\rho = \sqrt{548^2 + 244^2} = 600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{zul}\ (\text{Absch}) = 0{,}5\ \sigma_{zul} = 0{,}5 \cdot 1200 = 600 \text{ kg/cm}^2$$

Im Falle (1) mit der genaueren Formel sind die zulässigen Spannungen nicht ausgenutzt, es könnte, um dies zu erreichen, der Schweissnahtquerschnitt verringert werden.

Es zeigt sich also, dass unter einer gegebenen Kraft P bei Benutzung der genaueren Berechnungsweise ein etwas geringerer Schweissnahtquerschnitt genügt als man mit unserer einfachen Formel $\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$ errechnet. Wir bewegen uns somit mit unsern Vorschriften auf der sicheren Seite.

Traduction.

Lorsque l'on calcule les efforts principaux obliques, dans le cas où s'exercent simultanément des moments fléchissants et des contraintes de cisaillement, suivant la formule :

(1) $$\rho = \frac{1}{2}\left(\rho_1 + \sqrt{\rho_1^2 + 4\,\rho_2^2}\right)$$

on obtient, d'après l'exemple du paragraphe V, page 339 de mon rapport $\left(\frac{0{,}1140}{0{,}1067} = 1{,}069\right)$ des valeurs d'efforts supérieures d'environ 6,9 °/₀ à celles que donnent la formule simple :

(2) $$\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$$

Par suite, dans le premier cas, on peut travailler avec un effort admissible plus élevé, pouvant aller à peu de chose près jusqu'à l'effort correspondant au cas de la traction, soit : $\rho_{zul} = 0{,}6\ \sigma_{zul}$. Par contre, en adoptant le calcul suivant la formule (2), on adoptera l'effort admissible correspondant au cisaillement, soit $\rho_{zul} = 0{,}5\ \sigma_{zul}$.

Dans la pratique, pour tout assemblage soudé, on connaît les efforts extérieurs. Pour mettre en évidence l'influence des deux modes de calcul qui précèdent, appliquons-les à l'exemple indiqué.

Soit P = 5.620 kg

Pour la flexion, on a :

$$\rho_1 = \frac{M}{W} = \frac{22{,}5\ .\ 5620}{231} = 548 \text{ kg/cm}^2$$

Pour le cisaillement, on a :

$$\rho_2 = \frac{P}{F} = \frac{5620}{23} = 244 \text{ kg/cm}^2.$$

En adoptant le mode de calcul exact, on obtient :

$$(1) \qquad \rho = \frac{1}{2}\left(\rho_1 + \sqrt{\rho_1^2 + 4\rho_2^2}\right)$$

$$\rho = \frac{1}{2}\left(548 + \sqrt{548^2 + 4.244^2}\right) = 641 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{zul} \text{ (traction)} = 0{,}6.\ \sigma_{zul} = 0{,}6.\,1200 = 720 \text{ kg/cm}^2$$

Avec la formule approchée, on obtient :

$$(2) \qquad \rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$$

$$\rho = \sqrt{548^2 + 244^2} = 600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{zul} \text{ (cisaillt.)} = 0{,}5\,\sigma_{zul} = 0{,}5.\,1200 = 600 \text{ kg/cm}^2$$

Dans le premier cas, en adoptant la formule exacte, les contraintes admissibles ne sont pas atteintes; on pourrait donc, si l'on voulait les atteindre, réduire la section des cordons de soudure.

On constate donc que, pour un effort donné, et en faisant appel au mode de calcul rigoureux, on peut adopter pour les cordons de soudure une section plus faible que celle que l'on obtient avec notre formule simplifiée :

$$\rho = \sqrt{\rho_1^2 + \rho_2^2}$$

En ce qui concerne nos Prescriptions, nous nous tenons donc à la méthode donnant la plus grande sécurité.

Dr.-Ing. St. BRYLA,

Professeur à l'Ecole Polytechnique, Lwów.

Le travail de M. le Rapporteur, extrêmement intéressant, est basé sur les prescriptions allemandes et ne prend pas en considération celles des autres pays. Il est vrai qu'il n'en existe, jusqu'à présent, que dans peu de pays. Je dois donc mentionner les prescriptions polonaises qui ont même été les premières prescriptions officielles concernant les constructions soudées, puisqu'elles ont été publiées dès 1928 (les prescriptions allemandes ne furent publiées qu'en 1930). Comme l'indique M. le Dr Rosenberg dans le « Zeitschrift des österr. Ing. und Arch. Vereines » 1930, Nr. 38, elles ont servi de base dans d'autres pays (« Les autorités compétentes..... ont dû tenir compte..... soit des prescriptions du Ministère Polonais des Travaux Publics, soit de celles qui ont été publiées par l'American Welding Society »). Cela indique aussi un développement important des constructions soudées en Pologne. Je mentionne dans le tableau ci-dessous les constructions les plus remarquables qui ont été exécutées jusqu'à aujourd'hui dans notre pays.

Année	Ouvrage	Dimensions	Poids	Economie de poids	Construction
1927	Verrières, Varsovie...				Entièrement soudée. Première construction soudée en Pologne.
1927	Charpente à Nowy Bytom.....	$l = 6$ m.			Entièrement soudée.
1928	Pont route (I) à Lowicz.	$l = 27$ m.	52 t.	22 %	» »
1928	Pont soutenant câbles à Nowy Bytom.....	$l = 30$ m.	15 t.		
1929	Usine à Skarzysko....	$l = 12$ m.		20 %	» »
1929	Bâtiment à Katowice.	6 étages	180 t.	20 %	» »
1929	» » »	14 »	500 t.		Rivée avec application de soudure.
1930	Pont route (II) à Lowicz.....	$l = 17$ m.	22, 3 t.	12 %	Entièrement soudée.
1930	Usine à Varsovie.....	$l = 12, 6$ m.			» »
1930/2	Caisse Postale d'Epargne à Varsovie..	7 étages	800 t.	15 %	
1930/1	Plusieurs villas en charpente métallique à Katowice.....	2-3 étages		20 %	» » Entièrement soudée.
1931	Bâtiment à Varsovie (rue Nowowiejska) Construction élevée.	2 étages	78 t.	10 %	Soudée dans l'usine, rivée au chantier.
1932	Usine à Ostrowiec....	$l = 25, 65$ m.	84 t.	10 %	Entièrement soudée.
1932	Bâtiment « Prudential » à Varsovie.....	16 étages	1.200 t.	10 %	Soudée dans l'usine rivée au chantier (fig. 1).
1932	Usine à Ostrowiec....	$l = 16, 18$ m.	120 t.	15 %	Entièrement soudée.
1932	Château d'eau à Okecie.		21 t.	12 %	» »
1932	Tour pour l'extraction des mines.....	$h = 12$ m.		18 %	» »

Les profilés complètement et spécialement étudiés pour la soudure n'existent pas encore ; la question est à étudier. Leur normalisation internationale est une des questions dont devrait s'occuper l'Association Internationale des Ponts et Charpentes.

En ce qui concerne les poutres laminées en général, ce sont celles en T qui ont trouvé dernièrement une application plus répandue à cause de la facilité de leur emploi dans diverses constructions, entre autres dans des charpentes comportant des éléments tubulaires. A défaut de poutre en T, on a adopté souvent (p. exemple à la construction de Skarzysko en 1929) les poutres en double T découpées.

L'utilisation des éléments tubulaires pour la construction, quoiqu'économique du point de vue du poids de la construction, est rarement appliquée à cause de leur prix presque deux fois plus élevé que celui d'autres profilés. Je citerai donc deux constructions, où ils ont été employés : la charpente de la Caisse d'Épargne Postale à Varsovie et la coupole du même bâtiment.

Afin de protéger les éléments tubulaires contre la rouille, on peut les remplir avec du béton de la même manière que dans certains systèmes des pieux. Le problème de l'entretien et du contrôle dont parle le rapport : « L'applica-

tion de la soudure aux constructions métalliques » ne présente alors pas de difficultés. Cette méthode est à appliquer avec des éléments de petits diamètres.

Je voudrais souligner ici aussi la possibilité et l'avantage des tôles de grande épaisseur, qui permettent de diminuer le travail du soudage. Ceci concerne les éléments (membrures) des ponts en treillis (jusqu'à 30 mm, p. ex. Pont I de Lowicz $e = 29$ mm), des ponts à âme pleine (jusqu'à 30 mm, p. ex. 2e pont de Lowicz $e = 18$ mm), des colonnes (même épaisseur, p. ex. Caisse d'Épargne Postale de Varsovie), des pieds des colonnes (jusqu'à 100 mm,

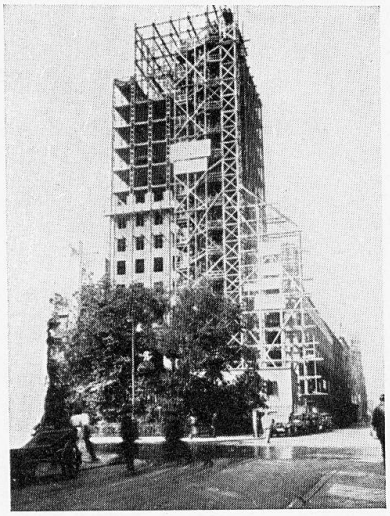


Fig. 1

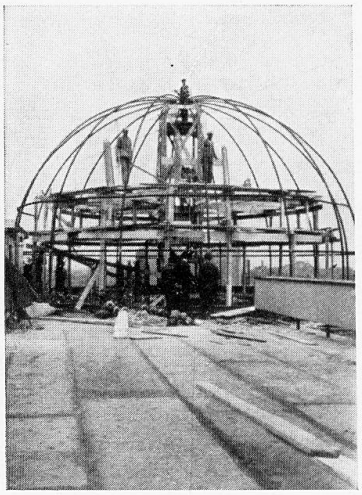


Fig. 2

Fig. 1. — Ossature métallique du bâtiment Prudential à Varsovie = Stahlskelett des Neubaues Prudential in Warschau = Steel framework of the new Prudential Buildings at Warsaw.

Fig. 2. — Bâtiment de la Caisse d'Epargne Postale à Varsovie en construction. Coupole soudée construite exclusivement en tubes = Bauzustand der Post-Ersparniskasse in Warschau geschweisste Kuppel aus Röhren konstruiert = Post Office Savings Bank, Warsaw, in course of construction. Welded cupola, constructed solely of tubes.

bâtiment à Katowice et bâtiment de la Société Prudential à Varsovie), etc. (je ne cite que des constructions exécutées en Pologne).

Comme je l'ai mentionné au début, M. le Dr Kommerell a considéré uniquement les prescriptions allemandes concernant les calculs et l'exécution des constructions; toutefois, à mon avis, le second problème serait l'étude des prescriptions internationales concernant ces travaux.

Les principes généraux des calculs sont à vrai dire suffisamment mis au point, mais ils ne s'appliquent ni aux tensions admissibles ni aux essais qui doivent être exécutés pour l'examen, soit du métal d'apport, soit des soudeurs. Il existe cependant des différences et c'est surtout dans le calcul à la résistance au cisaillement.

Par exemple, les prescriptions de certains pays admettent la tension stable au cisaillement en kg/cm² indépendamment de l'épaisseur de la soudure. Par exemple, les prescriptions américaines prévoient 800 kg/cm²; les prescriptions allemandes — 0,5 de la tension du matériel utilisé c'est-à-dire 600 — 700 kg/cm² pour les constructions civiles. Ce calcul, quoique très simple, n'est pourtant

pas rationnel. La résistance unitaire des cordons latéraux travaillant au cisaillement croît plus lentement que la dimension transversale. Cela provient du fait que les petites soudures sont exécutées d'une manière plus uniforme, les tensions d'origine thermique y sont inférieures ; leur travail est plus uniforme, les écailles peuvent se produire entre les différentes couches, on ne réalise pas la fusion complète entre deux couches succesives et enfin la profondeur de pénétration de la soudure dans l'angle, même exécutée dans les conditions favorables (2 à 3 mm), a une influence plus grande sur la résistance de la petite soudure que sur celle de la grande.

Les premières prescriptions polonaises de 1928 prévoyaient alors le calcul de la résistance au cisaillement des soudures d'après la formule : $k_c = (k_0 - \mu . a) . a$ en kg/cm, dans laquelle k_0 représente la résistance admissible au cisaillement en kilogrammes par centimètre de longueur du cordon, a étant la largeur du cordon (supposé isocèle et légèrement bombé) exprimés en centimètres. Cette formule indique que la résistance en kg/cm² varie suivant une droite d'après l'équation : $k'_c = (k'_0 - \mu . a)$.

En calculant le pont de Lowicz (1928) on a admis $k = 640$, $\mu = 0,80$ d'où $k_c = (640 - 80 . a) . a$ kg/cm².

Les essais exécutés par moi pendant les dernières années sur plusieurs cen-

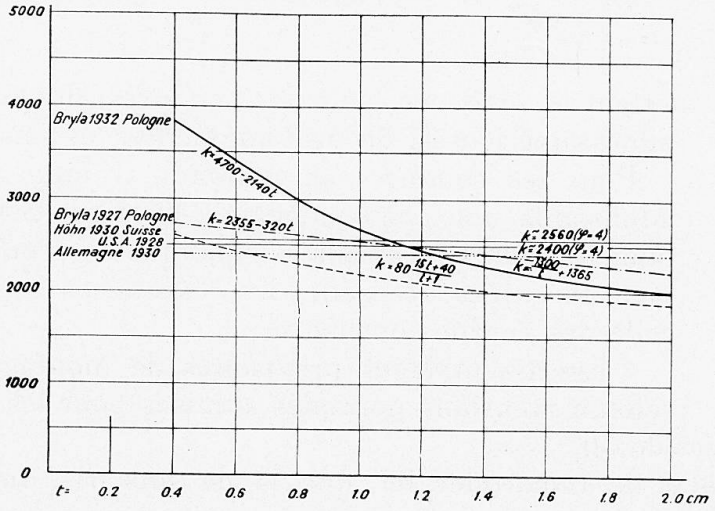


Fig. 3.

taines d'échantillons ont démontré qu'on peut admettre que la résistance des soudures latérales varie pour $a = 8$ mm, suivant la droite dont l'équation est $k = 4700 - 2140\,a$ et pour a 8 mm suivant la courbe hyperbolique dont l'équation est $k = \frac{1300}{t} + 1365$ (figure 3).

Sur la fig. 3 je donne les diagrammes concernant la résistance des soudures latérales de différentes épaisseurs,

1) d'après les prescr. polonaises 1928 (Bryla) $k = 2355\text{-}320\ t$.
2) » » » américaines 1928
3) » » » allemandes 1930.

Dans les deux derniers cas, je considère qu'on a admis le coefficient φ de sécurité égal à $\varphi = 4$. C'est une supposition arbitraire mais probable.

Au cas où le coefficient φ serait différent de la valeur considérée, il faudrait changer en conséquence la position des droites :

4) d'après la formule de M. Höhn de 1930 (Suisse) :

$$k = 80 \frac{152 + 40}{t + 1} \text{ (elle se rapproche de la formule 1)}$$

5) d'après ma formule de 1932, qui se compose de la ligne droite et de l'hyperbole comme ci-dessus.

Les prescriptions polonaises de 1930, d'après lesquelles on a calculé les hautes constructions de Katowice et de Varsovie mentionnées plus haut, prévoient la résistance au cisaillement, comme suit :

On doit admettre :

Pour des dimensions de :	5	6	8	10	12	14	16	18	mm
Tension admissible dans les soudures latérales :	240	280	350	420	480	530	570	600	kg/cm
Dans les soudures frontales :	280	320	400	480	550	600	650	700	kg/cm

En cas d'application dans la construction, d'une tension admissible k_m autre que celle de 1200 kg/cm², il faut multiplier les chiffres ci-dessus par le coefficient $\frac{k_m}{1.200}$.

Si les essais mettent en évidence, pour les soudures, des résistances admissibles supérieures, on peut augmenter les tensions admissibles.

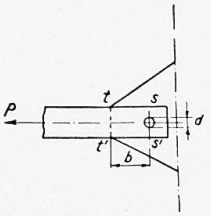


Fig. 4.

Pour les soudures au plafond, il faut admettre comme admissible une tension égale à 60 % de celle qui est admise pour les soudures normales (quoique les soudures au plafond bien exécutées accusent des résistances à peu près égales à celle des cordons normaux).

« Les assemblages provisoires de montage sont à calculer selon les tensions normales admises pour les constructions en acier augmentées de 50 %[1] ».

Je me permets de remarquer ici, que je ne suis pas du même avis que M. Kommerell qui dit : « Les trous éventuels de montage doivent, dans les calculs, être déduits de la section utile ».

Considérons le détail de l'assemblage suivant, fig. 4 ; dans une section telle que *ss* l'effort transmis par la barre P est déjà fortement diminué par la présence des cordons de soudure *ts* et *t's* ! Toutefois le trou doit être assez éloigné c.-à-d. que la distance *b* doit être aussi grande que possible.

Ceci concerne également les soudures à entaille surtout si les trous sont complètement remplis par le métal de l'électrode, bien déposé.

Pour conclure, je voudrais insister, en ce qui concerne l'application de la soudure à la construction, sur la nécessité de se baser sur des essais, dont on tirera les conséquences qui s'imposent.

1. Je ne cite que les plus importantes indications des prescriptions polonaises qui diffèrent des autres prescriptions.

Il faut à la fois de l'audace et de la prudence, sans que ni l'une ni l'autre de ces deux qualités ne soit poussée à l'excès.

JAMES CALDWELL,
Chartered Civil Engineer, London.

Welding by means of the oxy-acetylene blow-pipe has not met with much support in Great Britain for the assembly and the reinforcement of steel bridges, but has been most extensively applied to the purpose of cutting shapes in new work and the removal of defective steel members.

Electric welded construction on the other hand has developed into general practice during recent years and therefore this report deals exclusively with the application of electric arc welding to steel structures.

In reviewing the present position of electric arc welding as applied to the fabrication and erection of structural steelwork it is of interest to recall the early steps in the development of the process and its application.

Historical Progress

The carbon arc process was introduced in 1885, the arc being maintained through the medium of a carbon pencil and metal added by means of a filler rod. In 1890 carbon was replaced by a soft iron wire, thus eliminating the necessity for the filler rod and what is commonly known as " bare-wire welding " was introduced. The process is substantially the same to-day except for improvements in the welding equipment and the analysis of the wire.

In 1907 the first light coated electrode was introduced by covering the wire with a thin coating of paste in order to stabilize the arc. A close study was made at that time of the metallurgical side of the problem, and in 1911 the first heavy coated electrode was produced in Great Britain.

As confidence in the process grew, the welding of steel structures became a practical proposition. British welding engineers, faced with conservatism and unfavourable regulations in their own country, were forced to go further afield to introduce their ideas. The results and progress of their initial pioneering have been particularly marked in Europe[1] and Australia, and their work throughout has been based on the application of the heavy coated electrode. In America welding engineers have progressed on parallel lines and to a more advanced degree in the quantity of welded steelwork erected, but the bulk of their work has been carried out with bare-wire welding. The differentiation is important in view of the marked variation in characteristics of design and methods of fabrication produced by the two processes in their respective spheres.

The British welding engineer, in pinning his faith to the heavy coated electrode, maintains that the production of a metallurgically sound weld under practical conditions should not depend entirely on the skill of the operator,

1. Belgium and Switzerland.

but as far as possible on the natural function of the electrode during fusion In other words he considers that a suitable covering should be provided on the electrode to form an active slag that will (1) clean the surface of the parent plates from oxide during welding : (2) protect the weld metal whilst molten from atmospheric gases and therefore prevent oxide and nitride defects from forming in the metal ; and (3) melt at a low temperature and thereby not be trapped in the weld metal as slag inclusions. Considering the extensive practical experience of American engineers in the erection of steel structures with bare-wire welding, the marked tendency apparent in the U. S. A. during the last 18 months to employ heavy coated electrodes provides some justification that the claims of European engineers are sound in this connection.

Design

It is certain that success in welding constructions depends very largely on the initiative shown by the designer and his ability to break away from existing practice developed essentially for riveting.

Bare-wire welded structures of the opentruss type, with their general use of the simple lapped joint and rolled steel sections, do not appear to differ very largely in form from riveted structures. On the other hand in Europe there is a more advanced tendency to design welded structures on a monolithic basis with a general use of butt welded joints, even in main members.

A further characteristic of considerable importance and individual to structure welded with heavy coated electrodes, is the general application of light single run fillet welds. This practice, although of comparatively recent introduction, has been successfully developed to an advanced degree both in Switzerland and Australia. The linear strength of a fillet weld is approximately proportional to the square root of the linear volume of weld metal deposited, so that the economic advantages of the light single run fillet weld are paramount. A further asset is that welding contractional stresses are reduced to a minimum, but what may perhaps be regarded as the most important advantage, is the fact that the soudness of a weld can be judged by expert visual inspection, provided that correctly constituted heavy coated electrodes are applied. Thus the problem of control and inspection is solved in a simple, economical and efficient manner.

Building Regulations and Investigations.

One of the most important developments in welded structural steelwork in recent years is the movement on the part of public bodies to draft regulations for its control. Under the usual forms of building regulations, no methods may be used which are not definitely sanctioned with appropriate specifications and provisions for inspection. Therefore, the essential first step is to get welding recognised, naturally with safeguards for its proper execution. Welding committees have been formed in many parts of the world, and their research engineers are submitting welded construction to a more exacting scrutiny in many respects than has ever been made of riveted construction in the past. It may be ventured that more is now known of the behaviour of welded joints

than the behaviour of riveted joints. There have been cases of the failure of riveted joints which have passed the scrutiny of boiler insurance inspector and hydraulic tests, traceable to the faulty manipulation of hydraulic riveters. Hence it is inaccurate to say that riveted joints can always be guaranteed after inspection by established methods.

In framing regulations one of the most important factors to be considered is the subject of " allowable stresses" or " factor of safety. " Needless to say most public bodies are inclined to err on the side of safety by specifying low allowable stresses. Whilst this is quite justifiable within reason, it should be borne in mind that the specification of a too high factor of safety is quite sufficient in itself to prohibit or seriously limit the welding of structural steelwork on economic grounds.

The recent report of the Structural Steel Welding Committee of the American Bureau of Welding states that the average ultimate tensile strength they obtained on butt welds (bare-wire) was 22.1 tons sq. in., on which the proposed allowable working stress of 5.8 tons per sq. in gives a factor of 3.81, which they assume to be satisfactory, as it compares with their normal steelwork factor of 3.1/3.

The generally accepted purpose of a " factor of safety " is to keep the load stresses well below the yield point, to allow a margin for indeterminate stresses, and for practical variations in materials and workmanship. Provided suitable specifications are drawn up to control the ability of the operator, electrodes, design and preparation of material, etc., there would appear little reason to anticipate greater variation in the quality and workmanship in welding than riveting. In other words it would not appear unreasonable to assume practically the same factor for welding as for riveting or the steel itself.

In Great Britain, for a 28/30 tons per sq. in. steel we have an allowable working stress in tension of 8.0 tons per sq. in (i. e., a factor of 3.5). It is generally recognised, and has been proved by test, that owing to the unequal distribution of stress induced in tension members by riveted joints, the actual breaking strength is reduced by 20 per cent., so that the effective factor of safety is 2.8 and not 3.5. In compression the allowable working stress is 6.5 tons per sq. in., which when compared with the yield strength of the steel 18.0 tons per sq. in. (the point of failure in compression) shows a factor of safety of 2.77, which is roughly the same as that for tension, The calculations assume that the shearing strength of the rivets bears a definite relation to the tensile strength of the parts joined ; often it is assumed that the two are equal. This strength does not come into full play unless all the rivets are equally good fits in their holes. The 20 per cent. reduction is meant to allow for possible departure from this condition ; it may sometimes be insufficient. Under these circumstances a factor for welding equal to that for the steel, or at the most 4.0 would appear to be ample.

In published results of recent investigations it would appear that much importance is attached to the determination of the static strengths of welded joints. Such values are of secondary importance except for use in design. Factors that deserve more attention are the resistance of welded joints to

dynamic stresses, corrosion, solidity and ductility in the weld metal, and above all " consistency under practical conditions. " The future of welded steelwork must depend to a very large extent on its consistency under practical working conditions ; in other words on its reliability.

The main factors controlling economic and consistent welded production include intelligent design, sound organization and welding procedure, thoroughly trained operators and inspectors, and the employment of correct welding equipment and electrodes.

These factors would appear to present much more fruitful fields for investigation and subsequent control than the physical properties, of various types of welds, which are meaningless unless they forecast with a reasonable degree of accuracy the results that one may expect to obtain in practice.

Strengthening of Steel Structures by Welding.

The application of electric welding to the strengthening of steel structures has offered a valuable solution to railway and municipal engineers faced with the problem of coping with increased trafic loads and depreciation due to corrosion. Well over hundred bridges have been strengthened by welding on Australian railways, and quite a considerable amount of important work has been carried out in Great Britain. Similar operations are either in progress or contemplated in India, South Africa and certain of the Crown Colonies.

The main advantages claimed for the application of electric welding to the strengthening of bridges are briefly :

1. — In some cases the only alternative to strengthening by welding is complete renewal.

2. — Cost is invariably much less than when other methods of reinforcement are employed.

3. — Delays to traffic passing over the bridges are avoided or greatly reduced.

4. — In most cases underpinning or staging is unnecessary, and on principle the existing structure is not weakened or disturbed by the replacement of members and rivets in the initial stages as is often the case with alternative methods.

The strengthening of structures by welding may be divided into three broad classes :

1. — The reinforcement of riveting or riveted joints in which the welding and riveting act conjointly in carrying the stresses, as in the strengthening of lattice girder connections or plate girder flange angle and web splice riveting.

2. — The reinforcement of existing members by welding on additional plates or sections.

3. — The strengthening of girders by increasing their depth or by adding new members such as extra ties struts or cross girders, etc.

Combination of riveted and welded construction.

The question is sometimes raised as to how riveting and welding act in conjunction with each other, or in other words : " What is the strength of a riveted and welded joint?"

It is quite possible for a riveted connection to be reinforced by welding, and for the welding to bear the whole of the load and fracture before the riveting comes into play, due to the presence of " slip " in the rivets. In the case of an existing bridge, however, it must be borne in mind that the members are already bearing their dead load before the welding is applied, and furthermore it would appear safe to assume that the initial " slip " in the riveted joints has already been taken up owing to the continual variation in the stresses transmitted and the natural vibration of the structure. It has been found that the strength of a combined welded and riveted joint may be estimated as the ultimate strength of the welding plus the yield point strength of the riveting.

In strengthening lattice girder joints it is necessary to ensure that the additional stresses carried by the welding are transmitted across the joint to the member of either side ; that is to say, clear of the sections that are weakened by the existing rivet holes, and this may entail the use of extra gusset plates.

Annexes auxquelles M. Caldwell se réfère et qui ont été déjà publiées :

Anhänge, auf die sich Herr Caldwell bezieht, und die bereits veröffentlicht worden sind :

Annexes to which M. Caldwell refers and which have been previously published :

H. E. Grove, Construction Engineer, Melbourne " Welded Steel Structures in Australia" (Electric Welding, June 1932).

H. B. Hanna, Plant Engineer, Toronto,

" Electric Welded Factory Building in Canada at Peterborough Works, Toronto" (Electric Welding, June 1932).

Rupert Worley, Chartered Civil Engineer, Hamilton and James R. Baird, Civil Engineer, Hamilton,

" Arc Welding Employed on the Hamilton (New Zealand) Stand Pipe Reservoir " (Electric Welding, June 1932).

Wilfred D. Chapman, Railway Construction Engineer, Melbourne,

" Notes on Arc Welding of Bridgework in Australia " (Electric Welding, June 1932).

Traduction.

L'emploi du procédé de soudure au chalumeau oxy-acétylénique n'a pas reçu, en Angleterre, un développement considérable en ce qui concerne l'assemblage et le renforcement des ponts métalliques ; par contre, ce procédé a été beaucoup employé pour le découpage dans les travaux neufs et pour l'enlèvement des éléments de charpentes défectueux.

Par ailleurs, au cours de ces dernières années, la construction soudée électriquement s'est beaucoup développée ; c'est la raison pour laquelle nous nous

occuperons exclusivement, dans le présent rapport, de l'application de la soudure électrique à la construction métallique.

Historique.

Le procédé de soudure à l'arc de carbone a été introduit en 1885; l'arc était alors entretenu au moyen d'un crayon de charbon, l'alimentation en métal étant assurée, au moyen d'une baguette. En 1890, le crayon fut remplacé par un fil en fer doux, ce qui permettait d'éviter l'emploi de la baguette auxiliaire d'apport; on en arrivait ainsi à ce que l'on désigne couramment sous le nom de « soudure à l'électrode nue ». Le procédé est d'ailleurs, en somme, le même que celui que l'on emploie aujourd'hui, si ce n'est que des perfectionnements ont été apportés au matériel employé et à la composition des baguettes.

En 1907, apparut la première électrode couverte d'un enrobage léger; cet enrobage consistait en une couche mince d'une pâte destinée à stabiliser l'arc. Une étude serrée de la question, du point de vue métallurgique, fut alors effectuée, pour aboutir, en 1911, à la fabrication en Angleterre des premières électrodes à fort enrobage.

Le nouveau procédé gagnant la confiance des techniciens, la question se posa de l'employer pratiquement à la soudure des constructions métalliques. Les ingénieurs anglais, rencontrant devant eux, dans leur propre pays, la routine et des règlements défavorables, durent chercher ailleurs un débouché leur permettant de mettre leurs idées en pratique. Les progrès ainsi réalisés furent par suite particulièrement marqués en Europe (Belgique et Suisse) et en Australie, les travaux réalisés étant basés uniquement sur l'emploi des électrodes à fort enrobage. En Amérique, les ingénieurs soudeurs purent donner à cette méthode une évolution parallèle, aboutissant même à un emploi encore plus large de la soudure en construction métallique, quoique la majeure partie des travaux fussent exécutés avec électrodes nues. Ce point est d'ailleurs important à mentionner et il explique les différences que l'on a pu constater dans la conception et les méthodes de réalisation respectives.

L'ingénieur soudeur anglais, fermement attaché à l'électrode à fort enrobage, soutient que, dans les conditions pratiques normales, l'obtention d'une soudure métallurgiquement saine ne doit pas dépendre exclusivement de l'habileté du soudeur, mais bien dans toute la mesure du possible, de la manière dont se comporte l'électrode au cours de sa fusion. En d'autres termes, il considère qu'il faut munir l'électrode d'un revêtement judicieusement composé, susceptible de constituer un laitier actif jouant le rôle suivant : 1° nettoyage de la surface du métal de base par élimination de l'oxyde au cours de la soudure; 2° protection du métal de la soudure, en fusion, contre les gaz de l'atmosphère, afin d'éviter la formation des défauts que peut provoquer la constitution d'oxydes et de nitrures; 3° fusion de cet enrobage lui-même à basse température, afin d'éviter sa présence ultérieure dans le cordon de soudure sous forme d'inclusions de laitier. Si l'on considère quelle grande expérience pratique les Américains ont acquise en matière de construction métallique, en utilisant les électrodes nues, la tendance qu'ils manifestent d'une manière très marquée depuis 18 mois, à employer les électrodes à fort enrobage n'est pas sans justifier les points de vue soutenus à ce sujet par les ingénieurs européens.

Conception.

Il est évident qu'en construction métallique soudée, le succès dépend pour une grande part des initiatives de l'ingénieur qui étudie la construction et de l'adresse avec laquelle il sait se détacher de la pratique couramment adoptée pour le rivetage.

Les constructions soudées avec électrodes nues, appartenant au type ouvert, et dans lesquelles on emploie généralement les assemblages à couvre-joint simple, avec profilés, ne semblent pas différer sensiblement, du point de vue de la forme, des constructions rivées. Par contre, en Europe, on tend plutôt à concevoir les constructions soudées sous la forme monolithique, en employant généralement les joints en bout, même dans les éléments principaux des ouvrages.

Une autre caractéristique d'importance considérable, particulière d'ailleurs à la construction soudée réalisée avec électrodes à fort enrobage, est l'adoption générale de cordons de soudure d'angle en simple couche. Cette disposition, quoique récente, a été l'objet d'un développement très important à la fois en Suisse et en Australie. La résistance linéaire d'un cordon de soudure d'angle est approximativement proportionnelle à la racine carrée du volume de métal déposé par unité de longueur, de sorte que les avantages économiques que présente le cordon de soudure d'angle léger à une seule couche peuvent prendre toute leur importance. Un autre avantage de cette disposition est de conduire à un minimum de tensions internes de retrait; toutefois, l'avantage le plus important est probablement la possibilité de juger de la qualité d'une soudure par simple examen visuel, sous cette réserve que les soudures ont été effectuées avec des électrodes à fort enrobage de fabrication convenable. Dans ces conditions, le problème du contrôle et de l'inspection se trouve résolu d'une manière simple et économique, tout en restant effective.

Études et réglementations.

L'un des faits les plus caractéristiques de ces dernières années, en matière de construction métallique soudée, est la tendance, de la part des autorités officielles, à édicter des réglementations spéciales. Suivant la forme habituellement adoptée pour les réglementations concernant la construction, aucune méthode de construction ne peut être employée si elle n'est définitivement admise, suivant des spécifications appropriées, prévoyant les possibilités du contrôle ; le point essentiel est donc de faire admettre la soudure, sous réserve de toutes conditions garantissant une bonne exécution. Des Comités de Soudure ont été constitués dans de nombreux pays et les ingénieurs qui sont chargés des recherches correspondantes étudient la construction soudée dans des conditions beaucoup plus strictes et rigoureuses, à de nombreux égards, qu'il n'a jamais été fait pour la construction rivée. Il faut évidemment reconnaître que l'on possède beaucoup plus de données au sujet du comportement des assemblages soudés qu'en ce qui concerne les joints rivés. Il s'est trouvé des cas de rupture de joints rivés qui ont échappé aux inspecteurs d'assurance des chaudières et aux essais sous pression, ruptures que l'on a dû attribuer à une utilisation défectueuse des riveuses hydrauliques. Il ne serait donc pas exact

de dire que les assemblages rivés sont garantis par une inspection suivant les méthodes établies.

Dans l'établissement des réglementations, l'un des points les plus importants est celui des « efforts admissibles », ou du « coefficient de sécurité ». Il est superflu d'ajouter que la plupart des services officiels sont enclins à s'orienter du côté de la sécurité systématique, en adoptant des spécifications d'efforts admissibles faibles. Ceci se justifie pleinement du point de vue de la raison ; néanmoins, il ne faut pas perdre de vue que l'adoption d'un coefficient de sécurité est tout à fait suffisante, par elle-même, pour rendre prohibitif, ou tout au moins pour entraver sérieusement le développement de la construction métallique soudée, par suite de considérations économiques.

Le Rapport qui vient d'être publié par le Structural Steel Welding Committee of the American Bureau of Welding (Comité de Construction Soudée) précise que la charge de rupture moyenne obtenue au cours des essais avec électrodes nues en soudure bout à bout a été de 35 kg/mm², valeur par rapport à laquelle l'effort admissible proposé de 9,15 kg/mm² représente un coefficient de sécurité de 3,81 ; ce facteur est considéré comme satisfaisant, étant donné que le coefficient normalement adopté pour la construction métallique est de 3 1/3.

L'objectif que l'on recherche généralement en adoptant un coefficient de sécurité est de maintenir la contrainte qui résulte des efforts bien au-dessous de la limite d'écoulement et de permettre une certaine marge pour les efforts qui ne sont pas déterminés, ainsi que pour les variations qui peuvent résulter des matériaux ou de la main-d'œuvre. Si l'on prévoit des spécifications convenables pour le contrôle de l'habileté professionnelle de l'opérateur, pour les électrodes, la conception des ouvrages, l'élaboration des matériaux, etc..., il ne semble pas opportun de prévoir, en construction soudée, dans la qualité et la main-d'œuvre, des écarts de valeur plus importants que ceux que l'on prévoit dans la construction rivée. En d'autres termes, il ne paraît pas déraisonnable d'adopter pratiquement le même coefficient de sécurité pour la construction soudée, que pour la construction rivée, ou pour le métal pris en lui-même.

En Angleterre, pour un acier de 44 à 47 kg/mm², nous admettons un effort de traction normal de 12,5 kg/mm², ce qui correspond à un coefficient de sécurité de 3,5. Il est généralement admis, et des essais l'ont confirmé, que par suite de la non-uniformité de répartition des efforts dans les éléments travaillant à la traction, dans les assemblages rivés, la charge de rupture effective se trouve réduite de 20 %, de telle sorte que le coefficient de sécurité effectif se trouve être 2,8 et non plus 3,5. En compression, l'effort admissible normal est de 10,2 kg/mm² ; la limite correspondante d'écoulement de l'acier étant de 28,4 kg/mm² (limite pratique de résistance à la compression) il en résulte un coefficient de sécurité de 2,77, valeur voisine de celle qui correspond à la traction. Les calculs semblent montrer que la résistance des rivets au cisaillement est en relations définies avec la charge de rupture des pièces de l'assemblage ; on admet souvent que les deux valeurs sont équivalentes. Cette résistance n'intervient pas entièrement, à moins que tous les rivets ne portent également bien dans leurs trous. La réduction de 20 % est précisément destinée à tenir compte des écarts pratiques par rapport à cette condition théorique ; elle peut être insuffisante. Dans ces conditions, il semble que l'adoption, pour

la soudure d'un coefficient de sécurité équivalent à celui qui est adopté pour l'acier, ou tout au plus de 4, serait largement suffisant.

Des résultats qui ont été publiés au sujet de recherches récentes, il apparaît que l'on attache une grande importance à la détermination de la résistance statique des assemblages soudés. Sauf en ce qui concerne le calcul, ces valeurs n'ont toutefois qu'une importance secondaire. L'attention doit être bien plus largement attirée sur la résistance des assemblages soudés aux efforts dynamiques, à la corrosion, sur la ténacité et la ductilité du métal d'apport et, tout particulièrement, sur le « comportement dans les conditions pratiques de service ». L'avenir de la construction soudée doit dépendre dans une large mesure du comportement effectif en service, c'est-à-dire sur la sécurité effective en service.

Les principaux facteurs qui interviennent dans l'obtention d'assemblages soudés économiques et convenables sont : une conception judicieuse, une organisation bien conçue, de bonnes méthodes de travail, des soudeurs et des inspecteurs possédant à fond leur métier, et l'emploi d'un matériel et d'électrodes convenables.

Ces facteurs ouvrent aux recherches et au contrôle ultérieur un champ beaucoup plus important que les caractéristiques physiques utiles des différents types d'assemblages, qui sont sans signification tant qu'elles ne sont pas susceptibles de prédéterminer, avec une exactitude suffisante, les résultats que l'on est en droit d'attendre en pratique.

Renforcement des Constructions Métalliques par soudure.

L'application de la soudure électrique au renforcement des constructions métalliques a constitué une solution très intéressante pour les ingénieurs des chemins de fer et des services publics, dans l'obligation où ils se sont trouvés de faire face à un trafic croissant et à une dépréciation des ouvrages sous l'influence de la corrosion. Plus de cent ponts ont déjà été renforcés par soudure, sur les chemins de fer australiens et des travaux déjà très importants ont été effectués en Angleterre. Des travaux du même ordre sont actuellement en cours, dans l'Inde, en Afrique du Sud et dans certaines Colonies de la Couronne.

Les principaux avantages que l'on reconnaît à l'emploi de la soudure électrique pour le renforcement des ponts sont, en gros, les suivants :

1. — Dans certains cas, la seule solution à laquelle on serait obligé de se rallier, faute de pouvoir appliquer la soudure, serait le remplacement pur et simple ;

2. — Prix régulièrement bien inférieur à celui des autres méthodes de renforcement ;

3. — Suppression, ou tout au moins notable réduction des interruptions dans le trafic ;

4. — Dans la majorité des cas, l'étayage est inutile et, en principe, au début des travaux, la résistance de l'ouvrage n'est ni diminuée ni compromise par le remplacement des divers éléments, comme c'est le cas avec les autres méthodes.

Le renforcement des ouvrages par soudure peut être divisé en trois classes principales :

1. — Renforcement des rivures ou des assemblages rivés conçu de telle sorte que les rivets et les cordons de soudure collaborent conjointement à supporter les charges, par exemple dans le cas du renforcement des poutres en treillis ou des cornières d'aile des poutres en tôle et des éclisses d'âme ;

2. — Renforcement d'éléments déjà existants par soudure de plaques ou de profilés additionnels ;

3. — Renforcement de poutres par augmentation de hauteur d'âme, ou par addition de nouveaux éléments, tels que : entraits supplémentaires, éléments de poutres transversales, etc.....

Construction mixte rivée et soudée.

On s'est fréquemment demandé dans quelles conditions s'effectue la collaboration entre la rivure et la soudure, ou, en d'autres termes, « quelle résistance peut-on obtenir, par rivure et soudure combinées ? ».

Un assemblage rivé peut parfaitement être renforcé par soudure, dans des conditions telles que la soudure supporte la totalité de la charge et même la rupture avant que la rivure elle-même n'intervienne, par suite de la présence de jeu dans le rivetage. Toutefois, dans le cas d'un pont déjà existant, il ne faut pas perdre de vue que les différents éléments supportent déjà leur propre poids avant l'application de la soudure ; il paraît donc légitime d'admettre que dans ce cas le jeu antérieur dans les joints rivés a déjà été compensé sous l'influence des variations incessantes des efforts transmis et des vibrations propres de l'ouvrage. On a constaté que la résistance d'un assemblage mixte par rivure et soudure pouvait être considérée comme égale à la somme de la charge de rupture de la soudure et de la limite d'écoulement correspondant au rivetage.

Dans le renforcement des assemblages sur poutres en treillis, il est nécessaire de s'assurer que les efforts supplémentaires supportés par la soudure sont effectivement transmis, par l'intermédiaire de l'assemblage, d'un élément à l'autre de cet assemblage ; c'est-à-dire sans faire intervenir les sections qui sont affaiblies par les trous de rivets ; cette condition peut conduire à adopter des goussets supplémentaires.

Bibliographie.

Voir page 249 : 4me alinéa.

F. CAMPUS
Professeur à l'Université de Liége.

et

A. SPOLIANSKY,
Ingénieur à Enghien.
Ex-assistant à l'Université de Liége.

Le pont de Lanaye est un pont-route de 88 m. de longueur. La travée centrale a 68 m. de portée libre ; les travées d'approche ont 10 m. d'ouverture. Les poutres de la travée centrale sont des poutres paraboliques Vierendeel ayant

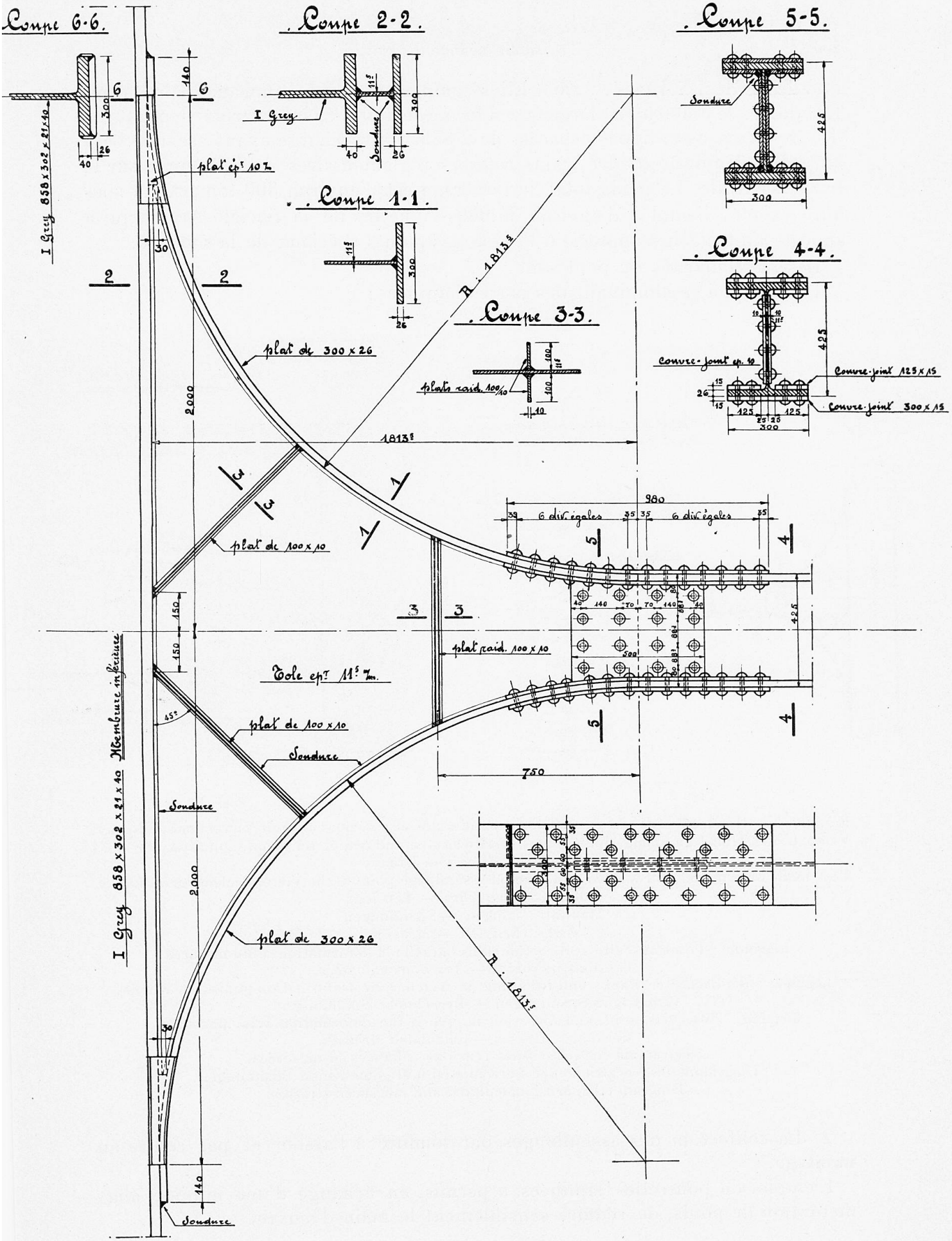


Fig. 1

Coupe = Schnitt = Section. — Plat = Flacheisen = Flat iron. — Couvre-joint = Stosslasche = Butt straps. — Soudure = Schweissung = Welding. — Membrure inférieure = Untere Gurtung = Lower flange. — Tôle = Blech = Plate.

une flèche de 1/7.40 soit 9.200. Elles comportent douze panneaux de 5.666 m. Le tablier, de 9.500 m. de largeur, est formé de dalles en béton armé reposant sur des traverses métalliques espacées de 2.833. La surcharge ayant servi de base au calcul comporte quatre trains routiers réglementaires de 32 tonnes sur la travée centrale. La poids total de l'ouvrage est d'environ 300 tonnes. La soudure exigera l'emploi d'environ 30.000 baguettes de la Société Arcos, qui a apporté un concours apprécié à l'étude des points spéciaux de la soudure.

Les particularités du pont sont :

1) L'emploi prédominant des barres laminées ;

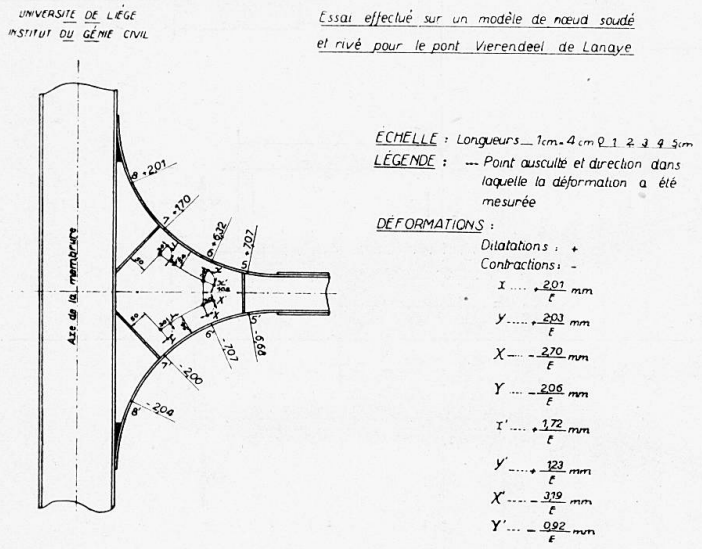


Fig. 2.

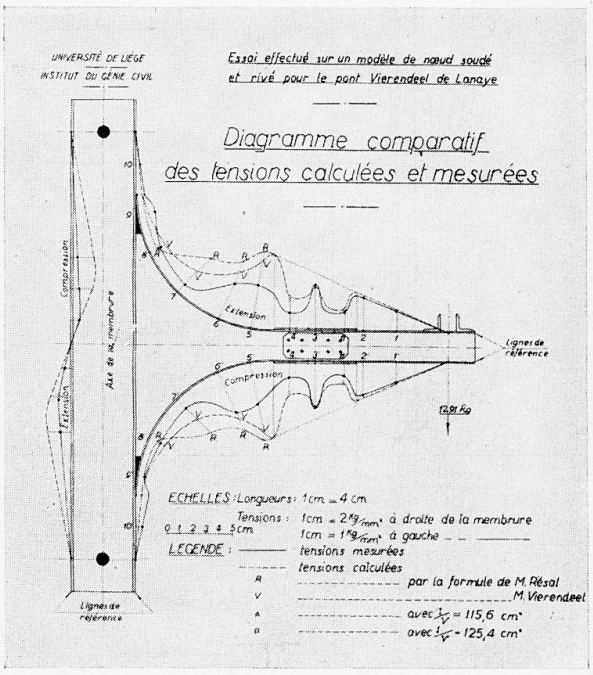


Fig. 3.

Fig. 2 et 3. — Essai effectué sur un modèle de nœud soudé et rivé pour le pont Vierendeel de Lanay.
Versuch ausgeführt an einem Modell eines geschweissten und genieteten Knotenpunktes der Vierendeel Brücke von Lanay.
Test made on a model of a welded and riveted assemblage point of the Vierendeel bridge at Lanay.
Échelle : Longueurs — Tensions
Masstab : Längen — Spannungen
Scale : Lengths — Stresses.
Légende : Point ausculté et direction dans laquelle la déformation a été mesurée.
Tensions mesurées — Tensions calculées.
Legende : Beobachteter Punkt und Richtung, in welcher die Deformation gemessen wurde.
Gemessene Spannungen — Berechnete Spannungen.
Legend : Observed point, and direction in which the deformation was measured.
Measured stresses — Calculated stresses.
Diagramme comparatif des tensions calculées et mesurées.
Diagramm des Vergleichs der berechneten und gemessenen Spannungen.
Diagram comparing calculated and measured stresses.

2) La confection des assemblages par soudure à l'atelier et par rivure au montage.

L'emploi de poutrelles laminées a permis, en échange d'une minime augmentation de poids, de réduire sensiblement la main-d'œuvre.

La rivure au montage évite les sujétions et les aléas que présente encore actuellement la soudure au montage pour un ouvrage de cette importance. La membrure inférieure, les montants et les entretoises sont en poutrelles Grey

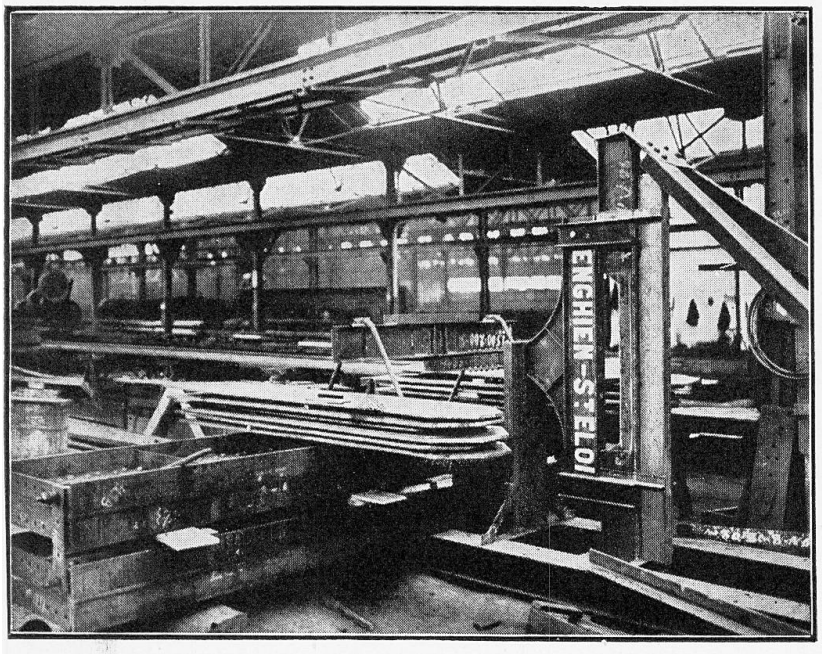


Fig. 4.

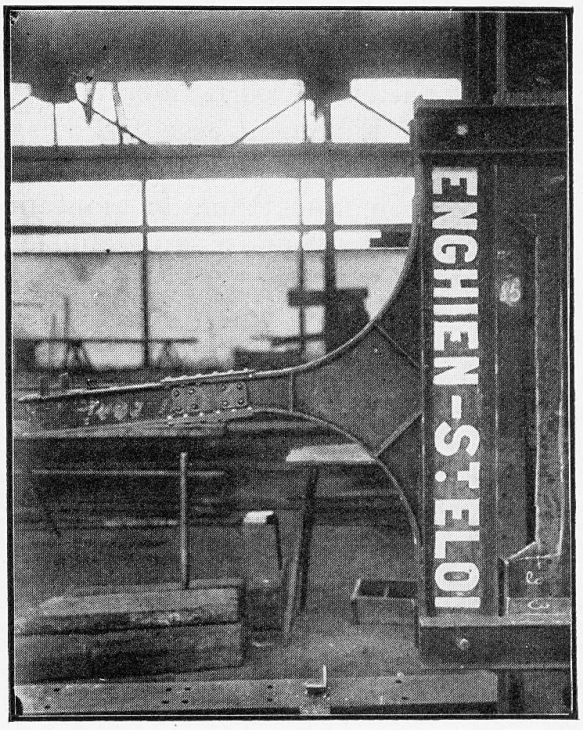


Fig. 5.

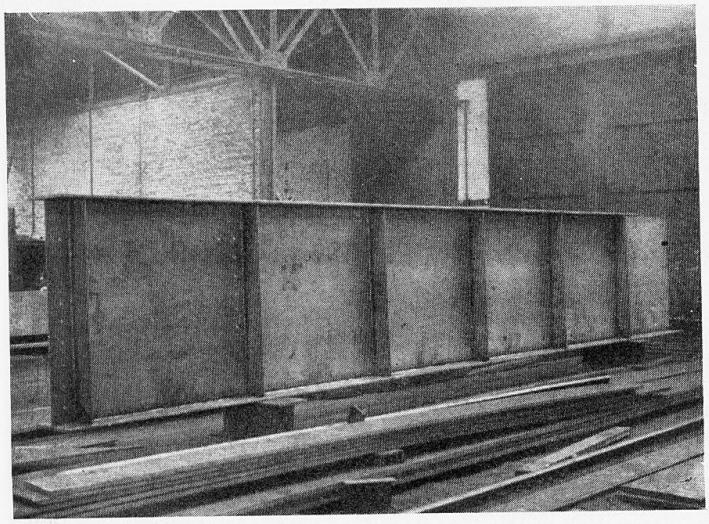


Fig. 6.

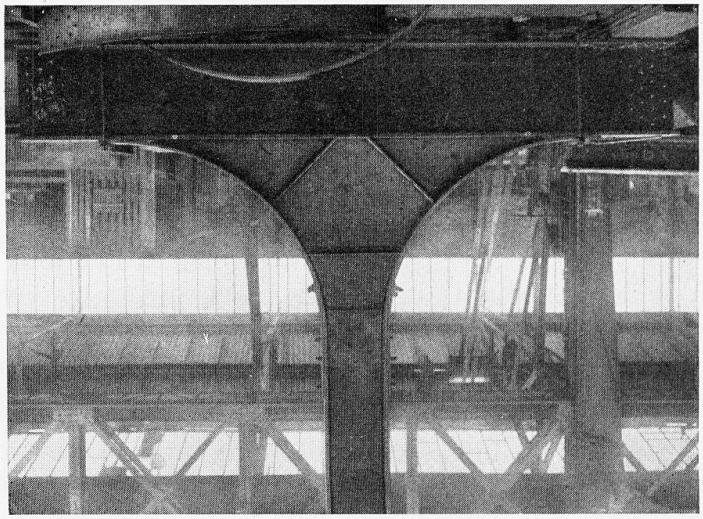


Fig. 7.

à larges ailes. Des plats sont soudés aux abouts des entretroises pour permettre le rivetage sur les membrures. La membrure supérieure est composée d'une âme de 850 × 12 et des semelles de 500 × 37 entièrement assemblées par soudure. Un nombre suffisant de raidisseurs écarte tout danger de voilement.

Les membrures seront expédiées à pied d'œuvre par tronçons, avec goussets centraux. Les montants seront rivés aux membrures sur place, de même que les joints de membrure, également rivés au montage. Ces derniers joints sont au milieu du panneau, où la flexion est faible. Les joints rivés ont été étudiés pour perdre le moins possible le bénéfice des sections nettes des barres obtenues par la soudure. En général, tous ces assemblages ont fait l'objet d'une attention particulière.

L'élément essentiel d'assemblage est le nœud de jonction d'un montant et d'une membrure (fig. 1). Le gousset est constitué d'une tôle de même épaisseur que l'âme du montant assemblée par soudure à la membrure continue. Les ailes du nœud, soudées au gousset, ont mêmes dimensions que les ailes des

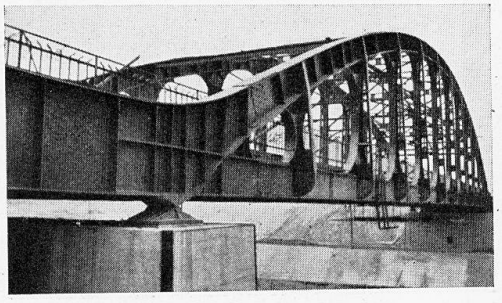


Fig. 8.

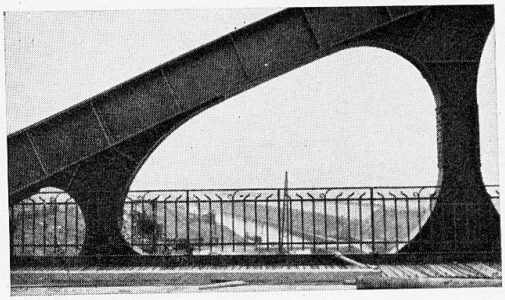


Fig. 9.

montants et se raccordent tangentiellement à ces dernières ainsi qu'aux ailes des membrures.

On réalise de la sorte :

1) Une continuité complète entre les éléments à assembler.

2) Un raccordement graduel et continu, évitant toute surtension dans l'élément capital de l'ouvrage.

3) De très faibles fatigues dans les assemblages uniquement soudés au nœud.

Ce nœud, de conception nouvelle et différent de dispositions beaucoup plus compliquées utilisées dans d'autres pays, a été soumis à des essais d'élasticité et de rupture. Un modèle à l'échelle réduite de 1/4.25 a été confectionné à cet effet. Les auteurs de la présente communication ont procédé à cet essai, aux ateliers de la Société Métallurgique d'Enghien Saint-Eloi. La charge appliquée pour les essais d'élasticité était de 1291 kg. et dépassait de 53 %, à l'échelle des forces, l'effort tranchant maximum prévu pour les montants, égal à 11000 kgs. Il a été effectué 133 mises en charge et 504 lectures au moyen d'extensomètres Huggenberger. Au total, 72 points ont été auscultés, les lectures étant répétées 6 à 7 fois. Les fig. 2 et 3 reproduisent les résultats des essais. Les diagrammes montrent que les tensions mesurées sont partout modérées et inférieures aux tensions calculées par la formule de Navier pour les parties prismatiques des barres et par les formules de Résal ou Vierendeel pour les ailes courbes, sauf vers le raccord tangentiel des ailes avec les membrures, où elles ne sont plus soutenues par le gousset, découpé carrément. Dans le nœud réel (fig. 1), ce fait ne se produira pas, car des tôles en biseau sont soudées

sur les tranches extérieures à l'endroit en question. Les résultats de cet essai concordent avec ceux qui ont été effectués par les auteurs de cette communication sur des modèles de nœuds en tôle et sur des nœuds entièrement rivés mais de forme analogue [1].

Il a été procédé ensuite à un essai de rupture sur le modèle, après quelques mises en charge dynamiques sans effet. La pièce s'est rompue sous la charge de 5200 kgs par rupture de l'aile tendue dans la section affaiblie par la rangée de rivets la plus voisine du nœud. La soudure s'est rompue dans la même section; nulle part ailleurs elle n'a montré de défaillance.

A l'échelle du modèle, le coefficient de sécurité est d'environ 6.36. Il importe d'ajouter que si le modèle était en général correctement à l'échelle, on n'avait pu éviter un écart en ce qui concerne la rivure d'aile qui était trop faible et créait néanmoins un déforcement excessif de l'aile. En d'autres termes, le nœud réel présentait une sécurité encore plus grande.

Les fig. 4 et 5 montrent le modèle supportant sa charge de rupture et une vue de modèle rompu.

Le pont est actuellement en exécution à l'usine et nous sommes heureux de pouvoir présenter quelques photographies des pièces déjà soudées (fig. 6 et 7). La conception de l'ouvrage a été inspirée par les règles de la plus stricte prudence. Des types d'assemblages nouveaux ont été conçus, mais n'ont été adoptés qu'après des essais rigoureux et concluants. L'aspect du pont est heureux et donne l'impression d'une grande légèreté et d'une réelle élégance (fig. 8 et 9) [2].

Après l'achèvement, l'ouvrage sera soumis à des essais, qui seront comparés aux calculs.

Au point de vue économique, il faudra attendre la fin de l'entreprise pour en tirer des conclusions certaines.

H. DUSTIN,

Professeur à l'Université de Bruxelles,
Directeur du Laboratoire des Matériaux, Faculté technique, Bruxelles.

Au moment où l'A. B. S. vient de mettre sur le métier la rédaction de ses prescriptions relatives aux constructions soudées, il était indiqué de faire l'étude des règlements étrangers visant le même objet.

Le but de la présente note est de résumer les observations auxquelles ont donné lieu, de notre part, les dernières prescriptions allemandes. Avril/mai 1931.

Le texte réglementaire a été l'objet d'un commentaire circonstancié et illustré de nombreux exemples par le Dr O. Kommerell, l'un des auteurs principaux du règlement. Ce commentaire est nécessaire pour la compréhension et

1. Cfr. Études et expériences sur des nœuds de charpente, par F. Campus. (Communication faite à l'Association belge pour l'essai des matériaux le 11 mai 1925.)

2. Les figures 8 et 9, représentant le pont achevé, sont d'avril 1933.

l'interprétation correcte des articles principaux ; texte officiel et commentaire formant un tout indivisible.

Pour abréger, nous examinerons en groupe l'ensemble des prescriptions relatives à :

1° la qualification du métal et du procédé de soudure ;
2° la qualification du soudeur ;
3° les taux de travail admissibles dans les divers types de soudure ;
4° les prescriptions et recommandations diverses.

I. — Qualification du métal et du procédé de soudure.

La résistance à exiger du métal déposé est déterminée par trois essais :

1. Un essai identique à l'essai de qualification du soudeur. Cet essai, que nous analyserons plus tard, conduit à exiger du métal déposé une résistance vraie en traction de 3100 kg. par cm².

2. Un essai de traction sur un assemblage bout à bout, brut d'usinage dans une tôle de 10 mm., la section de rupture conventionnelle étant celle de la tôle. Le croquis indiquant pour la soudure une surépaisseur possible de 2,5 mm., la section de rupture réelle admise est donc de 1,25 cm² par cm² de joint.

Dans cet essai, on exige seulement une résistance de 3000 kg. par cm² de section conventionnelle, ce qui fait $3000 \times \frac{1.00}{1.25} = 2400$ kg. par cm² de section de rupture réelle.

Des chiffres aussi bas ne peuvent être obtenus que par l'emploi d'un métal de qualité excessivement médiocre, ce qui constitue, à notre avis, un réel danger pour la sécurité des constructions.

3. Un essai sur cordons latéraux, essai dans lequel on exige une résistance de 2400 kg. par cm² de section de rupture réelle.

Les cordons essayés ayant 6 mm. de hauteur de la section de rupture, soit $8\frac{1}{2}$ à 9 mm., de hauteur h (voir plus haut), ce Z″ correspond à un Z″ propre du métal d'apport d'au moins 2600 kg. Un tel Z″ ne peut être obtenu dans ces conditions que par un métal dont le Z en traction soit d'environ $\frac{2600}{70\%} =$ 3800 kg / cm².

Il y a donc contradiction entre les exigences des trois essais destinés à fixer la résistance du métal de soudure.

Nous considérons, quant à nous, que le chiffre de soudure de l'essai sur cordons latéraux représente un minimum qu'on peut exiger franchement d'une soudure d'exécution moyenne, faite en partant d'un fil de qualité également moyenne.

L'aptitude du métal à la déformation se détermine par un essai de pliage sur soudure bout à bout : l'éprouvette en acier extra doux (St. 34), épaisse de 10 mm. seulement, est pliée à 60° seulement sur des rouleaux de 100 mm. de diamètre, écartés de 50 mm. et la soudure reste brute d'usinage.

La réunion de ces conditions fait que le faible angle de pliage exigé peut être obtenu sans déformation appréciable de la soudure elle-même.

Les soudures les moins ductiles sont acceptées par un tel essai.

Les commentaires de l'article 9 montrent pour le surplus que les auteurs considèrent le métal déposé comme normalement dépourvu de toute ductilité.

En ce qui concerne le procédé à employer, le § 3 du règlement ne fait pas de distinction entre le courant continu et le courant alternatif, mais le commentaire qui en est inséparable déclare : la soudure par courant continu sera provisoirement la règle.

Le travail en courant alternatif est pratiquement exclu, malgré ses avantages pratiques et économiques évidents, malgré son développement rapide et son avenir certain, malgré les résultats obtenus dans les pays où son emploi est devenu normal.

Dès l'instant où on impose au métal déposé un ensemble de qualités déterminées, il est arbitraire de vouloir intervenir dans la façon de réaliser ces qualités.

Tandis que, d'une façon générale, le règlement admet pour les soudures un métal de basse qualité et non ductile, le commentaire, en différentes pages, nous recommande un métal « pas trop fragile », « d'une certaine ductilité » et quand il s'agira de travaux tels que le renforcement de ponts, le règlement prescrira l'emploi d'électrodes de qualité : « hochwertige Schweissdrähte ».

II. — Qualifications du soudeur.

Comme pièce d'épreuve il doit exécuter, art. 7 du règlement, une éprouvette en croix, comportant quatre soudures frontales sans recouvrement. L'éprouvette étant rompue par traction, la soudure doit résister à au moins 2500 kg/cm² de la section de rupture réelle.

En métal peu ductile, tel que celui défini par les essais qui précèdent, cela fait, suivant notre expérience pour le métal déposé, une résistance propre en traction de 3100 kg/cm² environ.

Avec quel métal d'apport cette résistance doit-elle être obtenue ?

Avec le métal défini par l'essai de traction (donnant 2400 kg/cm²) ? L'épreuve est simplement impossible.

Avec le métal défini par l'essai sur éprouvette en croix donnant 3100 kg/cm² ? Dans ce cas, tous les soudeurs du chantier devraient pouvoir, à un moment quelconque, réussir l'épreuve qui a servi à l'agréation du métal et du système de soudure, épreuve pour laquelle on a évidemment choisi le meilleur des spécialistes. Cela paraît excessif.

Avec le métal obtenu par l'essai sur cordons latéraux donnant en traction 3800 kg/cm² environ, le soudeur à l'épreuve, qui est naturellement supposé travailler aussi bien que possible, dispose, pour réussir, d'une marge de résistance d'environ 20 %. L'épreuve n'est plus suffisante pour éliminer l'ouvrier médiocre.

Ces incertitudes ont, pour origine, le manque d'unité des essais imposés pour l'agréation du métal et du procédé.

Ajoutons que, pour la qualification et la surveillance de la main-d'œuvre, une épreuve qui exige l'emploi d'une machine d'essai — donc d'un laboratoire

— est peu commode et de nature à raréfier un contrôle qu'il faudrait, au contraire, encourager en le facilitant.

Il en est tout autrement des épreuves de qualification du métal et du procédé, épreuves qui, normalement, sont faites, une fois pour toutes, à l'origine d'un travail important.

Ayant des buts et des objets complètement différents, les deux épreuves doivent, à notre sens, être basées sur des essais différents.

III. — Taux de travail admissibles.

Le règlement, art. 5, spécifie que ces prescriptions s'appliquent seulement aux constructions en acier St. 37. Ensuite, il fixe le taux de travail des soudures, dans leur section dangereuse, en fonction du taux de travail admis pour le métal des pièces à réunir.

Le commentaire et le rapport du Dr Kommerell au Congrès indiquent que ce principe a été adopté en vue de donner, à toutes les parties de la construction, le même coefficient de sécurité.

L'examen des exemples chiffrés montre qu'il s'agit de sécurité à la rupture.

Remarquons tout d'abord qu'en partant de ce principe, il était aussi simple d'édicter des prescriptions générales s'appliquant indifféremment à tous les métaux bien soudables ; il suffisait d'imposer au métal de soudure des résistances en rapport avec celles du métal de construction.

Le règlement allemand fixe la proportion des taux de travail admissibles dans un tableau.

TENSIONS ADMISSIBLES DANS LES SOUDURES :

Nature du joint.	Nature de la sollicitation.		Remarque.
Bout à bout.	Extension	0.60 σ	σ est la tension admissible dans le métal des pièces soudées conformément aux règlements en vigueur.
	Compression	0.75 σ	
	Flexion { partie tendue	0.60 σ	
	Flexion { » comprimée	0.75 σ	
En cordons (frontaux ou latéraux).	Cisaillement	0.50 σ	
	Toutes sollicitations	0.50 σ	

Ce tableau appelle des questions et des objections.

1. Comment faut-il définir et interpréter la tension admissible de base σ ?

Pour cela, il faut nous reporter aux exemples chiffrés du règlement commenté ou au tableau explicatif donné par le Dr Kommerell dans son rapport au Congrès.

Nous voyons bien ainsi qu'il s'agit effectivement des charges de sécurité admises par les règlements administratifs pour les diverses pièces de la construction.

En d'autres termes, le taux de travail admis pour une soudure est fixé, sans tenir compte de l'état de sollicitation réel de ladite soudure. Conventionnellement et arbitrairement, cet état de sollicitation est supposé identique à celui qui existe dans le corps des pièces soudées.

Cette conception paraît issue du désir de réaliser des constructions dont toutes les parties aient le même coefficient de sécurité ; ce résultat n'est pas atteint dans la réalité, comme nous le verrons.

La méthode de calcul qui en résulte conduit forcément, dans la pratique, à certains résultats choquants.

2. Pourquoi, dans ces conditions, adopter des coefficients de réduction variant entre 0.75 et 0.50 ?

Il semblerait aussi logique et plus simple de choisir un coefficient unique ; par exemple, 0.70 comme le propose le projet de règlement des Chemins de fer suisses, lequel suit les principes du règlement allemand.

3. Les cordons d'angle (Kehlnähte) représentent à eux seuls la grosse majorité des soudures intervenant dans la charpente.

Aucune discrimination n'est faite quant à la position du cordon relativement à l'effort qui le sollicite. Ceci, par raison de simplification, dit le commentaire, pour tenir compte de la moindre aptitude de la déformation des cordons frontaux, dit le rapport au Congrès.

Nous savons cependant dans quelle large mesure varie la résistance spécifique d'un cordon suivant sa position. En effet, soit Z_c la charge de rupture du métal d'apport dans un essai normal de traction, a la hauteur de la section de rupture et l la longueur du cordon.

Nous savons, avec certitude, par des essais extrêmement nombreux, que par exemple :

Pour une soudure frontale avec recouvrement (Stirnnähte), on a $Z_c = \pm 95\,\%$ de $a.l.$

Tandis que pour une soudure latérale un peu forte (Flankennähte) où $\alpha \geqslant 15$ mm., on a seulement $Z_c = \pm 50\,\%$ de $a.l.$

En d'autres termes, un même cordon de dimension $a.l.$ voit sa résistance varier, à peu près, du simple au double, suivant sa position.

Nous voyons dans le règlement que les soudures en cordon sont celles pour lesquelles le coefficient de charge est le plus faible : 0.50. Nous voyons dans les exemples et le rapport au Congrès, que cette charge peut varier de 500 à 800 kg/cm² de la section de rupture vraie du cordon.

Une telle façon de calculer serait plus ou moins compréhensible s'il était entendu que les prescriptions doivent s'interpréter dans ce sens, que les tensions admissibles les plus fortes sont applicables à des cordons travaillant essentiellement en traction (cordons frontaux) et les sollicitations les plus faibles à ces cordons travaillant essentiellement au cisaillement (cordons latéraux).

Mais telle n'est nullement la pensée des auteurs : les exemples de calcul donnés par le Dr Kommerell montrent clairement que les charges admissibles dans les cordons sont choisies sans se préoccuper aucunement de la nature de la sollicitation des dits cordons. Nous verrons ainsi admettre des charges unitaires de 700 kg/cm² pour des cordons cisaillés et 500 kg/cm² pour des cordons tendus.

Ceci, évidemment, est peu logique.

Ce mode de calcul spécial entraîne comme conséquence immédiate ceci : un cordon placé dans des conditions de sollicitations très défavorables peut se

trouver assimilé, au point de vue des tensions admissibles, à une pièce de la charpente où les règlements admettent un taux de travail particulièrement élevé. Pour éviter la possibilité de tensions dangereuses, il est indispensable de fixer à un chiffre très bas le rapport des taux de travail dans les pièces et dans les soudures.

Les possibilités de résistance de la soudure sont donc nécessairement mal utilisées pour un grand nombre de cordons ; il en résulte fréquemment des assemblages inutilement coûteux et peu élégants.

Certains des exemples chiffrés donnés par le Dr Kommerell sont typiques à ce point de vue.

Prenons l'exemple le plus simple, n° 5, assemblage d'un plat sur un gousset, par deux cordons frontaux et deux cordons latéraux ; ces derniers sont strictement inutiles, les deux premiers ayant, suivant notre expérience, même avec un métal d'apport de qualité très modérée, une résistance de rupture supérieure à celle du plat en St. 37.

L'exemple immédiatement suivant, n° 6, assemblage bout à bout dans l'âme d'une poutre double T mérite d'être analysé. L'auteur nous propose deux variantes :

1° L'âme de 12 × 1750 mm. a ses deux moitiés réunies par deux couvre-joints de 11 mm. avec soudures continues et en plus 68 « Schlitznähte » (Soudures sur entailles) rondes de 33 mm. Celles-ci, d'exécution incommode et rendant l'assemblage excessivement onéreux, sont parfaitement superflues : les cordons travaillant comme des soudures frontales à recouvrement, ont à eux seuls une résistance à la rupture supérieure à celle de l'âme.

2° Les deux moitiés de l'âme de 12 × 1750 mm. sont réunies à une fourrure transversale de 24 mm. d'épaisseur, par quatre cordons continus de 18 mm. Suivant notre expérience, ces cordons frontaux sans recouvrement ont une résistance à rupture supérieure de plus de 50 % à celle de l'âme elle-même ; leur section dépasse celle qui est autorisée par l'article 6-8 du règlement limitant l'épaisseur des cordons, en fonction de l'épaisseur de la tôle.

Par contre, l'assemblage par double couvre-joints, sans soudure bout à bout d'une âme de poutre double T, autorisé dans le commentaire de l'article 6/12, est nettement trop faible : l'épaisseur trop réduite des couvre-joints ne permet pas d'y accrocher des cordons dont la résistance soit en rapport avec celle de l'âme. Il ne paraît pas utile d'insister.

IV. — Prescriptions et recommandations diverses.

a) L'article 6/5 limite à quarante fois leur épaisseur, la longueur des cordons latéraux fixant une barre.

Il ne semble pas que cette prescription puisse jamais trouver d'application pratique, faute de la place nécessaire pour loger pareilles soudures ; mais l'auteur du commentaire en prend texte pour recommander la soudure par cordons ininterrompus, système dont les inconvénients pratiques et économiques sont connus.

b) La règle de l'art. 4/6, relatif au renforcement des ponts par l'usage d'as-

semblages mixtes (rivés et soudés) fixant le partage des charges entre rivets et soudures, est purement conventionnelle.

c) Page 40 du règlement commenté, le Dr Kommerell envisage que, pour utiliser pleinement la résistance de certains éléments de construction, l'assemblage pourra être calculé en partant de la section propre de ces éléments.

Ce mode de calcul s'écarte absolument de celui qui est imposé par le règlement; mais il est logique, c'est une des bases du calcul que nous n'avons nous-mêmes cessé de préconiser depuis 1927.

Résumé.

Le règlement allemand de 1931 est présenté dans une forme parfaite, il n'en est que plus nécessaire d'en marquer les insuffisances.

Les essais destinés à qualifier, une fois pour toutes, le métal d'apport et le procédé de soudure sont contradictoires entre eux. Ils manquent de la précision indispensable dans une opération aussi importante. Ils admettent, comme suffisant, un matériau médiocre, donc peu sûr.

L'épreuve imposée pour la qualification du soudeur manque de simplicité et de commodité. Mise en rapport avec les divers essais précédents, elle se montre tantôt excessive, tantôt insuffisante.

La méthode de calcul imposée est purement conventionnelle; elle conduit dans l'application, à des résultats choquants et à des assemblages où la résistance des soudures est mal utilisée.

Les taux de travail admis sont énoncés de telle façon qu'ils ne se comprennent exactement que grâce à un commentaire et à des exemples chiffrés.

Enfin, ce règlement renferme diverses prescriptions qui paraissent difficiles à justifier.

Un tel règlement n'est pas fait pour améliorer la technique; les pays où la science et l'art de souder ont atteint un stade élevé de leur développement, n'ont pas intérêt à s'en inspirer.

L'auteur tient à souligner que les considérations ci-dessus ont été rédigées au printemps 1932 et se rapportent aux prescriptions de 1931. Depuis lors, ces prescriptions ont été améliorées.

Zusammenfassung.

Die deutschen Bestimmungen von 1931 sind in mustergültige Form gekleidet; es ist deshalb umso notwendiger, ihre Unzulänglichkeiten hervorzuheben.

Die Versuche, die ein für allemal zur Qualifikation des Schweissgutes und der Schweissmethoden bestimmt sind, widersprechen sich gegenseitig. Es fehlt die für eine so wichtige Arbeit erforderliche Genauigkeit. Sie lassen ein mittelmässiges, mithin wenig sicheres Material zu.

Der zur Qualifikation des Schweissers vorgeschriebenen Prüfung fehlt es an Einfachheit und Bequemlichkeit. Im Verhältnis zu den verschiedenen früheren Versuchen erweist sie sich bald als übertrieben, bald als ungenügend.

Die vorgeschriebene Berechnungsmethode ist rein konventionell; in der

Anwendung führt sie zu missfälligen Resultaten uud zu Verbindungen mit schlecht ausgenutzten Schweissfestigkeiten.

Die zulässigen Spannungen sind so ausgedrückt, dass sie nur auf Grund eines Kommentars und numerischen Beispielen verstanden werden können.

Endlich enthalten diese Bestimmungen Vorschriften, die schwierig zu rechtfertigen scheinen.

Solche Bestimmungen sind nicht berufen, die Technik zu verbessern ; die Länder, in denen die Wissenschaft und die Kunst des Schweissens einen hohen Stand ihrer Entwicklung erreicht, haben kein Interesse daran, sich von diesen beeinflussen zu lassen.

Der Verfasser legt Wert darauf festzustellen, dass obige Betrachtungen im Frühjahr 1932 abgefasst wurden und dass sie sich auf die Vorschriften von 1931 beziehen. Seither sind diese Vorschriften verbessert worden.

Summary.

The German rules of 1931 are expressed in a perfect manner ; it is consequently all the more necessary to point out their insufficiencies.

The tests which are intended to specify, once for all, the metal and the methods used in welding, are contradictory. They lack the precision indispensable in a matter of such importance, and permit the use of second-rate material providing an inadequate degree of safety.

The examination stipulated for determining the qualifications of a welder is lacking in simplicity and practicability ; in comparison with the various tests formerly employed, its demands are in some respects excessive, in others insufficient.

The stipulated method of calculating is purely conventional ; in practice it is liable to lead to extremely unsatisfactory results and to constructions in which the strength of the weld is badly utilised.

The stresses admissible are defined in such a way as to be unintelligible without the use of a commentary and numerical examples.

Finally, these rules include several stipulations which it would appear difficult to justify.

Such rules do not tend to technical improvement ; countries in which the science of welding has attained a high degree of development, have no interest in allowing themselves to be influenced by them.

The author especially emphasises the fact that the above considerations were written in Spring 1932 and that they refer to the prescriptions of 1931. Since that time these prescriptions have been improved.

A. GOELZER,
Directeur de la Société Secrom, Paris.

I. — Calcul des soudures.

Nous nous proposons tout d'abord de montrer la possibilité du calcul précis de la fatigue des cordons de soudure, calcul qui a un caractère tout différent de celui d'une rivure.

Nous désignons par cordon de soudure la chenille de métal fondu déposée entre les bords des pièces à souder, qui se trouvent eux-mêmes amenés à fusion au cours de l'opération.

Classification des soudures.

Deux catégories principales de cordons de soudure sont à considérer au point de vue de leur calcul :

1° Cordons transversaux ou frontaux orientés perpendiculairement à la direction générale de l'effort qui sollicite le joint ;

2° Cordons longitudinaux orientés parallèlement à cette même direction.

Forme des cordons de soudure.

La section des cordons de soudure se trouve déterminée par la nature même du joint. Les joints bout à bout entraînent des cordons rectangulaires ou triangulaires ; les joints à recouvrement et les joints d'angle, des sections triangulaires.

Principes du calcul des cordons de soudure.

En charpente soudée, le cordon de soudure jouit de propriétés tout à fait différentes de celles du rivet. L'étude métallographique des soudures montre qu'il existe une continuité moléculaire complète entre le métal fondu du cordon de soudure et le métal laminé des pièces adjacentes. Autrement dit, il n'existe pas de surface de discontinuité entre le cordon de soudure et le métal des pièces assemblées. Toutes les expériences de rupture faites sur des pièces correctement soudées montrent qu'il ne se produit pas de décollement des cordons de soudure. Lorsque la cassure intéresse la soudure, elle traverse toujours à la fois l'acier du cordon de soudure et celui des pièces voisines.

On doit conclure immédiatement de cette remarque expérimentale que l'acier d'un cordon de soudure fait partie intégrante de l'ensemble du joint soudé. La fig. 1 montre clairement ce fait.

Dans la rivure, au contraire, il existe une surface de contact entre les rivets et la paroi de leur trou.

Avec la soudure, les efforts moléculaires ou contraintes peuvent se transmettre librement de molécule à molécule, à travers tous les joints. Il est donc possible de trouver des procédés de calcul rigoureux permettant de déterminer les déformations et les tensions élastiques d'un joint soudé.

Si on considère l'ensemble du solide formé par les pièces à souder et les cor-

dons de soudure, le problème est complexe à résoudre par la théorie de l'élasticité. Mais on peut le simplifier d'une manière utile en faisant des hypothèses logiques sur la répartition des tensions le long des faces du cordon de soudure. On envisagera alors, non pas l'équilibre élastique de l'ensemble du solide, mais celui du cordon de soudure pris isolément.

Soudures transversales.

Le calcul des soudures frontales est plus complexe que celui des soudures longitudinales. Le fait important est qu'un tel cordon, représenté figure 2, est

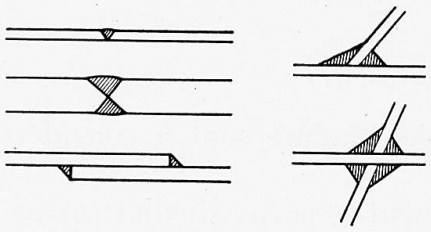


Fig. 1.

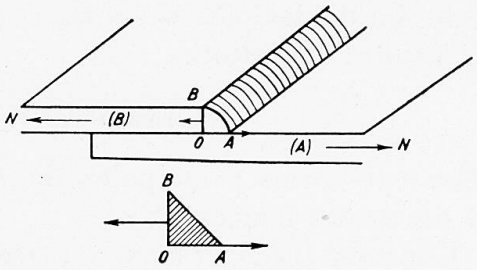


Fig. 2.

sollicité à la traction sur une de ses faces et au cisaillement sur l'autre. Il conviendra donc de vérifier la fatigue à la traction du cordon sur la face OB et la fatigue au cisaillement sur la face OA.

En traction :

$$n = \frac{F}{OB}$$

Au cisaillement :

$$\tau = \frac{F}{OA}$$

F désignant l'effort transversal par unité de longueur du cordon.

Soudures longitudinales.

La fig. 3 montre un exemple de soudure longitudinale dans un assemblage à double couvre-joint.

Isolons le cordon de soudure C. Les deux faces O A O'A' et O B O'B' en contact avec les pièces à souder sont sollicitées par 2 efforts tangentiels égaux et opposés, dont la répartition dans le plan de ces faces est inconnue.

Découpons dans le cordon O A B O'A'B' un petit prisme de longueur infiniment petite $\Delta\, l$. L'effort tangentiel pour cet élément sera :

$$\Delta\, n = \tau .\, a .\, \Delta\, l$$

τ représentant l'effort tangentiel par unité de surface $o\, o'$, $m\, m'$ et $o\, o'\, p\, p'$.

On démontre que suivant le plan o P o'P' il s'exerce un effort tangentiel égal à :

$$\Delta\, Z = \frac{\Delta n}{oP .\, \tau\, \Delta l}$$

d'où

$$\Delta Z = \frac{a}{o P}$$

Le cisaillement maximum se produit donc dans le plan O H, normal à la surface extérieure A B de la soudure. Il est à remarquer que cette dernière propriété reste vraie quelle que soit la loi qui régit τ.

Loi des variations du cisaillement τ.

Le métal des tôles A et des couvre-joints B, compris entre les cordons de soudure longitudinaux C, se trouve placé dans des conditions tout à fait particulières. L'étude de la déformation de ces portions de tôles est très intéressante non seulement en elle-même, mais aussi vis-à-vis de la déformation du cordon de soudure.

Il est en effet relativement facile de faire des vérifications expérimentales sur la déformation des tôles A et des couvre-joints B.

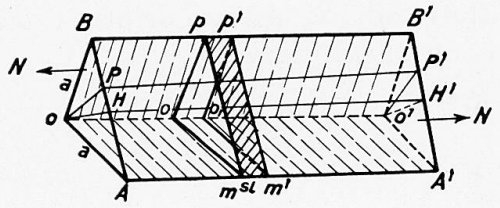


Fig. 3.

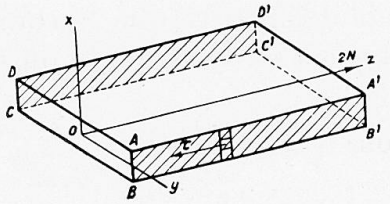


Fig. 4.

Soit une tôle de section droite A B C D, A'B'C'D' que nous supposerons rapportée aux axes ox, oy, oz. Les deux faces parallèles A B A'B' et C D C'D' sont soumises à l'effort de cisaillement τ que nous supposerons variable, dirigé dans leur plan parallèlement à oz. τ est une fonction de la variable z.

La tôle est supposée d'épaisseur indéfinie dans le sens ox. Si on envisage, par exemple, la section A'B'C'D' d'abscisse z, l'effort normal total 2 N se trouve équilibré par les deux efforts tangentiels totaux ayant chacun pour valeur :

$$N = \int_0^z \tau . a . dz$$

Admettons que l'effort normal N_3 s'exerçant sur une section transversale du couvre-joint est constant, pour une section donnée, il est donc seulement fonction de z. Dans ces conditions, l'effort total s'exerçant sur la section est N_3S. On doit donc avoir dans la section z :

$$N_3S + 2\ N = 0$$

ou

$$N_3S + 2 \int_0^z \tau . a . dz = 0$$

d'où l'on tire par dérivation :

$$\tau = \frac{S}{2\ a} \quad \frac{d\ N_3}{dz}$$

Or si on se rapporte aux expériences faites à l'Université de Pittsburgh par M. le professeur Hammond Smith, résultats expérimentaux qui ont été résumés dans un mémoire de M. le Professeur William Hovgaard à l'Institution of Naval Architects, en mars 1931, on constate le fait suivant :

L'effort de tension dans le couvre-joint N_3 présente la variation indiquée sur la figure ci-dessous (fig. 5). L'effort normal dans la tôle sous le couvre-joint suit d'ailleurs une loi analogue en sens inverse.

On est forcé de constater que la courbe représentative de N_3 en particulier

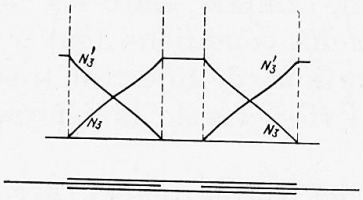


Fig. 5.

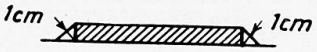


Fig. 6.

est très voisine d'une ligne droite. Aux erreurs d'expérience près, il semble permis d'admettre que la courbe représentative de N_3 est une droite. L'origine étant placée à l'extrémité du couvre-joint, on aurait donc :

$$N_3 = K\,z$$

d'où

$$\tau = \frac{S\,K}{2\,a}$$

résultat qui justifie l'hypothèse du cisaillement constant le long du couvre-joint.

Même dans le cas où N_3 ne serait pas constant dans une section quelconque d'abscisse z, le calcul précédent reste exact, à condition de considérer N_3 comme la valeur moyenne de la tension dans la section déterminée.

Il conviendrait de contrôler ces résultats par des expériences très précises, ils sont en tous cas admis le plus souvent dans les calculs pratiques pour les projets de construction soudée. On se contente de calculer le taux de cisaillement des cordons de soudure longitudinaux.

Le calcul des soudures est donc régi, aussi bien pour les soudures transversales que pour les soudures longitudinales, par les lois théoriques assez simples qui permettent dès maintenant de faire des calculs suffisamment précis pour les besoins de la pratique.

II. — Constitution des pièces d'une charpente soudée.

Bien que nous ne disposions pas encore pour la charpente soudée d'une documentation comparable à celle qui existe pour la charpente métallique rivée, on peut déjà faire des remarques d'ordre pratique, utiles pour le développement futur de la charpente soudée.

Lorsqu'on étudie les projets de charpente métallique soudée, on est frappé du fait suivant : le plus difficile n'est pas d'employer la soudure comme moyen

d'assemblage, mais de conditionner les pièces pour qu'elles se prêtent à une attache économique par la soudure.

Considérons deux cordons de soudure longitudinaux de 1 cm de gorge et de 10 cm de longueur attachant une tôle par ses bords (fig. 6). Ces cordons équilibreront réellement, en travaillant à 8 kg par mm², un effort de 16 T. Pour obtenir le même résultat en rivure, il faut au minimum 6 rivets de 18 mm.

On peut donc être facilement amené à prévoir trop de soudure dans un assemblage ; on devra donc s'efforcer d'employer des profilés de manière à limiter au strict nécessaire l'emploi des pièces composées qui utilisent en général trop de soudure.

Il en résulte que le problème de la charpente soudée est autant un problème de forge qu'un problème de soudure. On tirera seulement de la soudure tout le bénéfice qu'on peut en attendre, le jour où les forges livreront une gamme suffisante de profilés répondant aux besoins de la soudure.

Nous signalerons les deux exemples suivants qui ont été certainement observés par tous les utilisateurs de la soudure en charpente. Deux profilés extrêmement utiles et même indispensables avec la soudure, sont le fer à T et le fer U. Si on considère le fer à T, beaucoup de ceux existants sont utilisables, mais il n'existe pas de gros échantillons, et si on veut, par exemple, constituer une membrure de pont avec un seul fer à T, on ne peut y arriver dans bien des cas. On est alors obligé d'assembler 2 fers à T, opération inutile entraînant l'augmentation du tonnage et de la soudure. En ce qui concerne le fer U, nous signalons que pour les attaches, leur âme est généralement trop mince ; il y aurait intérêt à disposer de fers U dont l'épaisseur serait sensiblement constante.

D'une manière générale, on constate qu'une simple mise au point des échantillons suffirait et nous ne pensons pas qu'il y ait lieu, tout au moins pour l'instant, de créer des profilés complètement nouveaux ; les types de profilés existants ayant été bien étudiés et offrant en général des inerties avantageuses.

Il n'est pas douteux que l'intérêt des forges et de l'industrie de la charpente métallique est d'étudier avec les ingénieurs soudeurs les meilleurs types de profilés qui permettront d'édifier des constructions métalliques résistantes, légères et économiques.

Résumé.

Le calcul des soudures peut se faire d'une manière suffisamment exacte pour les besoins de la pratique suivant des formules très simples. On distinguera essentiellement deux sortes de cordons de soudure : les cordons frontaux et les cordons longitudinaux.

Pour les cordons longitudinaux, qui sont les plus couramment employés, on peut admettre, tout au moins en première approximation, une répartition uniforme de la tension de cisaillement sur toute la longueur du cordon.

Le choix des sections à adopter dans un projet de charpente soudée dépend en grande partie des sujétions créées par l'emploi de la soudure dans les assemblages. En se référant à des constructions soudées existantes, on constate que la constitution des projets serait facilitée par la création de profilés nouveaux.

Il semble d'ailleurs que l'on obtiendrait déjà des résultats très intéressants par des modifications légères apportées aux profilés existants et dans chaque type par une augmentation du nombre des gros échantillons.

Zusammenfassung.

Die Berechnung der Schweissungen kann für die praktischen Bedürfnisse in genügender Weise nach sehr einfachen Formeln geschehen. Man unterscheidet hauptsächlich zwei Arten von Schweissnähten : die Stumpfnähte und die Längsnähte.

Für die Längsnähte, welche die am meisten angewendeten sind, kann, wenigstens in erster Annäherung, angenommen werden, dass sich die Schubspannungen gleichmässig über die ganze Länge der Naht verteilen.

Die Wahl der für das Projekt einer geschweissten Hochbaukonstruktion anzunehmenden Querschnitte hängt zum grossen Teil von den Besonderheiten der Anwendung der Schweissung für die Verbindungen ab. Bezugnehmend auf bestehende, geschweisste Konstruktionen erkennt man, dass das Konstruieren durch die Schaffung neuer Profile erleichtert werden könnte. Es scheint übrigens, dass man durch kleine Änderungen der bestehenden Profile und durch Vergrösserung der Zahl der Walz-Vorprofile für jede Type sehr interessante Resultate erhalten würde.

Summary.

The calculation of welds may be made in a sufficiently exact manner for practical requirements by means of very simple formulae. An essential distinction will be made between two kinds of joints : butt joints and longitudinal joints.

For the latter, which are most usually employed, it may be assumed, at least in a first approximation, that the shearing stress is distributed uniformly over the whole length of the joint.

The choice of sections to be adopted in a welded structure depends to a large extent on the conditions created by the use of welding for making the connections. When existing welded structures are examined, it will be seen that the construction could be simplified by the creation of new rolled sections. Further, it seems that very interesting results might be obtained by slight modifications in existing sections and by increasing the number of rolled sections of each type.

Dr.-Ing. Albert DÖRNEN,
Dortmund-Derne.

In die Schweissvorschriften ist zweckmässig eine genaue in Einzelheiten gehende Anweisung für die Herstellung der Nähte aufzunehmen. So müsste beispielsweise (mit einem gewissen Spielraum) der Durchmesser der für die

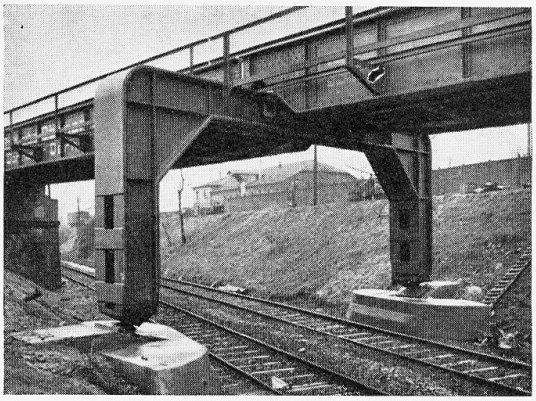
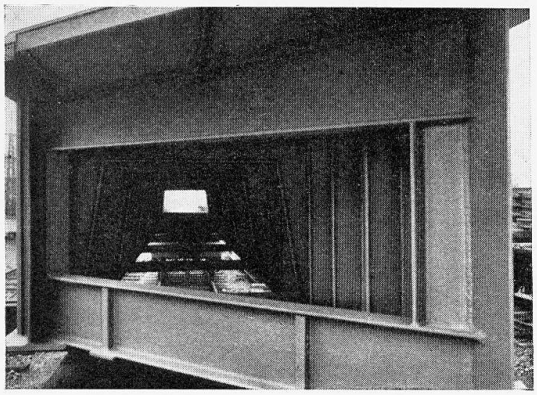


Fig. 1. — Cadres soudés pour un ouvrage de croisement à Vohwinkel, portée 10 mètres.
Geschweisster Rahmen für ein Kreuzungsbauwerk bei Vohwinkel, Stützweite 10 m.
Welded frames for an overhead crossing at Vohwinkel; span 10 metres.



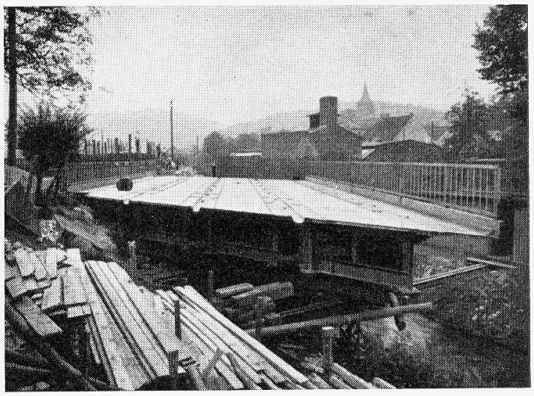


Fig. 2 et 3. — Quatre superstructures pour le pont de la Leppe à Engelskirchen, portée environ 20 mètres.
Vier Ueberbauten für die Leppebrücke bei Engelskirchen. Stützweite rd. 20 m.
Four box girders for the Leppe bridge at Engelskirchen; span about 20 metres.

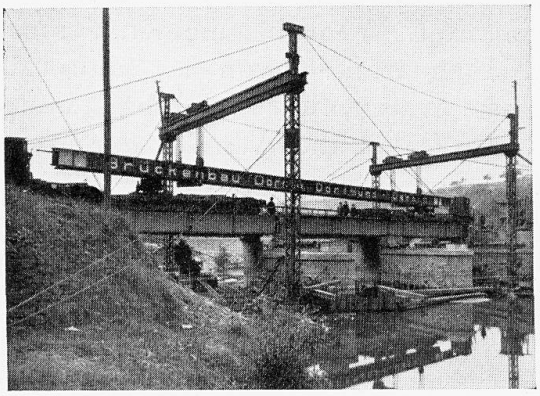
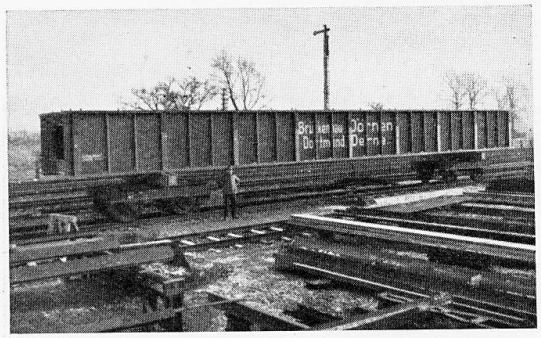


Fig. 4. — Quatre superstructures pour le pont sur la Sieg à Eiserfeld.
Poutres reposant sur quatre appuis, chaque travée ayant une ouverture d'environ 14 mètres.
Vier Ueberbauten für die Siegbrücke bei Eiserfeld. Balken auf vier Stützen, deren jede Oeffnung rd. 14 m beträgt.
Four box girders for the Sieg bridge at Eiserfeld.
Girders resting on four supports about 14 metres apart.

verschiedenen Nahtstärken zu verwendenden Elektroden vorgeschrieben werden. Die Praxis nimmt gern zu starke Elektroden, weil die Nähte sich damit billiger stellen. Die Schweissnähte werden aber besser, und die Schrumpfspannungen bleiben kleiner, wenn man mit dünnen Elektroden und gleichzeitig in mehreren Lagen schweisst. Ohne Rücksicht auf die Kosten ist vor allem eine möglichst hohe Güte der Nähte anzustreben. Aus dem gleichen Grunde wäre vorzuschreiben, dass die erste Lage mit einer Elektrode von höchstens 4 mm ø gelegt werden darf, damit die Raupe sich unter allen Umständen auch in der Wurzel der Naht mit dem Mutterstoff innig verbindet. Hierzu ist keineswegs ein tiefer Einbrand erforderlich. Es ist letzten Endes gleichgültig, wo



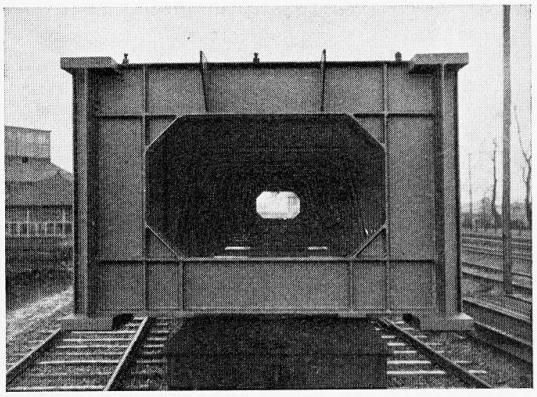


Fig. 5 et 6. — Superstructure pour la gare de Barmbeck, portée environ 22 mètres.
Ueberbau beim Bahnhof Barmbeck, Stützweite rd. 22 m.
Box girder at Barmbeck railway station; span about 22 meters.

sich Raupe und Mutterstoff miteinander verbinden, Hauptsache ist, dass sie sich möglichst innig und auf der ganzen Berührungsfläche miteinander verbinden. Dazu genügt unter Schonung des Mutterstoffes ein flacher Einbrand. Nimmt man zu starke Elektroden, so springt der Lichtbogen seitlich ab und kommt in die Wurzel nicht hinein. Man erhält dann zwar seitlich einen starken Einbrand, die Wurzel aber bleibt frei. Bei der Deutschen Reichsbahn ist eine solche Vorschrift vorbereitet. Wenn bei meinen Versuchen die X-Nähte nach Vergrösserung des Flankenwinkels von 70° auf 120° gegen Dauerbeanspruchungen soviel besser waren, führe ich dies in erster Linie darauf zurück, dass bei dem grösseren Winkel die Wurzel der Naht besser erfasst wird. (Abb. 2. zu III, 2, *a*.)

Der Bau geschweisster eiserner Ueberbauten ist inzwischen bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft dank der Anregung und Förderung durch Herrn Reichsbahn-Direktor Geheimrat Dr. Schaper bereits über das Versuchsstadium hinausgekommen. Es handelt sich jedoch bei den bis heute geschweissten Reichsbahn-Brücken zunächst nur um vollwandige Träger. Zu Fachwerkbrücken soll erst übergegangen werden, wenn durch Versuche festgestellt ist, dass man auch Fachwerkbrücken einwandfrei konstruieren und schweissen kann. Es sei noch bemerkt, dass alle ausgeführten geschweissten Ueberbauten bezw. ihre Hauptträger bereits in der Werkstatt einer Probebelastung unterzogen worden sind.

Ich kann eine Reihe Bilder von für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft geschweissten Eisenbahnbrücken zeigen, die in der letzten Zeit fertig geworden sind :

A) Reichsbahndirektion Wuppertal.
Geschweisster Rahmen für ein Kreuzungsbauwerk bei Vohwinkel, Stützweite 10 m. (fig. 1).

B) Reichsbahndirektion Wuppertal.
4 Ueberbauten für die Leppebrücke bei Engelskirchen. Stützweite rd. 20 m. (fig. 2 und 3).

C) Reichsbahndirektion Wuppertal.
4 Ueberbauten für die Siegbrücke bei Eiserfeld. Balken auf 4 Stützen, deren jede Oeffnung rd. 14 m beträgt. (fig. 4).

D) Reichsbahndirektion Altona.
Ueberbau beim Bahnhof Barmbeck, Stützweite rd. 22 m. (fig. 5 und 6).

Traduction.

Il est nécessaire, dans les Règlements concernant la Soudure, de donner toutes indications précises de détail pour l'exécution des cordons de soudure. C'est ainsi qu'avec une certaine marge de tolérance, il conviendrait d'y prévoir les diamètres des électrodes à employer pour les différentes épaisseurs des cordons de soudure. En pratique, on a trop tendance à adopter des électrodes de trop fort diamètre, afin de réduire le prix de revient de la soudure. Les cordons sont toutefois meilleurs et les contraintes de retrait moins importantes lorsque l'on travaille avec des électrodes de faible diamètre et que l'on soude en même temps en plusieurs couches. Il importe avant tout de s'efforcer de donner à la soudure une qualité d'exécution aussi bonne que possible, sans faire intervenir les considérations de prix. Pour la même raison, il y aurait lieu de prescrire l'exécution de la première couche avec une électrode ayant au plus 4 mm de diamètre, afin de réaliser, dans tous les cas, un accrochage intime du cordon de soudure sur le métal de base, à la racine même de l'assemblage. Il n'est nullement nécessaire de réaliser une pénétration profonde de la fusion. L'endroit où le métal d'apport et le métal de base s'accrochent l'un à l'autre est, en fin de compte, absolument indifférent; ce qui importe essentiellement, c'est que cet accrochage soit aussi intime que possible, sur la totalité de la surface de contact. Il suffit pour cela, sous réserve de la forme propre de la pièce de base, que la pénétration de la fusion se fasse suivant une surface plane. Si l'on prend des électrodes de trop fort diamètre, l'arc jaillira sur les côtés et n'atteindra pas le sommet, la racine de l'assemblage. On aura alors en pratique une forte pénétration de la fusion sur les côtés, mais le sommet de l'assemblage n'accusera aucun accrochage. Les Chemins de Fer Allemands ont élaboré une prescription à ce sujet. Si, au cours de mes essais, j'ai pu améliorer dans une telle proportion les contraintes à l'essai de durée des cordons de soudure en X après avoir augmenté l'angle de 70° à 120°, j'attribue précisément ce résultat, en

premier lieu, au fait qu'avec un angle plus grand, le cordon de soudure intéresse mieux le sommet de l'assemblage (figure 2, voir III, 2, *a*).

Grâce aux efforts et à l'activité du Directeur et Conseiller Privé Dr. Schaper, l'emploi de la soudure pour la construction des superstructures métalliques, à la Société des Chemins de Fer Allemands, a déjà dépassé la phase des recherches expérimentales. On n'en est toutefois actuellement encore qu'à la construction des ponts-rails soudés à poutres pleines. On ne pourra passer à la construction des ponts en treillis que lorsque les essais auront montré que cette construction peut être abordée, avec la soudure, dans des conditions parfaites. Il faut remarquer d'ailleurs que toutes les superstructures qui ont été exécutées par soudure, c'est-à-dire toutes leurs poutres principales, ont été soumises, à l'atelier même, à des essais de mise en charge.

Je puis indiquer toute une serie d'éléments de ponts de chemin de fer qui ont été exécutés récemment en construction soudée par la Société des Chemins de Fer Allemands :

A. Direction des Chemins de Fer de Wuppertal : Cadres soudés pour un ouvrage de croisement à Vohwinkel, portée 10 mètres (fig. 1).

B. Direction des Chemins de Fer de Wuppertal : Quatre superstructures pour le pont de la Leppe à Engelskirchen, portée environ 20 mètres (fig. 2 et 3).

C. Direction des Chemins de Fer de Wuppertal : Quatre superstructures pour le pont sur la Sieg à Eiserfeld. — Poutres reposant sur 4 appuis, chaque travée ayant une ouverture d'environ 14 mètres (fig. 4).

D. Direction des Chemins de Fer d'Altona : Superstructure pour la gare de Barmbeck, portée environ 22 mètres (fig. 5 et 6).

K. SIEMS,
Fabrikdirektor, Niesky O./L.

Ich beschränke mich auf die Beschreibung eines Lamellenstosses für einen geschweissten Blechträger. Die einfachste Konstruktion eines solchen Blechträgers besteht aus Stehblech mit unmittelbar aufgeschweissten Gurtplatten verschiedener Stärke ohne Gurtwinkel. Die Gurtplatten werden durch Kehlnähte mit dem Stehblech verbunden unter Verwendung eines Automaten.

Die entsprechend dem jeweiligen Maximalmoment verschieden starken Gurtplatten müssten durch Stumpfschweissung miteinander verbunden werden. Dabei wäre die Länge der Schweissnaht gleich der Breite der Gurtplatte. Nach den deutschen Vorschriften reicht eine solche Stumpfnaht nicht aus, um bei voller Ausnutzung des Materials die auftretenden Kräfte zu übertragen. Ist die Schweissnaht so dick, wie die dünnere anzuschliessende Lamelle, so ergibt die folgende Umformung der Formel für die ideelle Kraft, dass die Schweissnaht 3 bis 4 mal so lang sein muss wie die Breite der Gurtplatte.

Anzuschliessende Kraft in der dünneren Lamelle

$$S = \int_u^o \sigma \cdot dF = \frac{M.S.}{J}$$

max S absolut grösste Kraft in der Lamelle
min S absolut kleinste Kraft in der Lamelle
nach DIN 4100 § 4 ist für die Schweissnaht massgebend die ideelle Kraft

$$S_i = \max S + \frac{1}{2}(\max S \mp \min S)$$

$$= \frac{\max S}{2}\left(3 \mp \frac{\min S}{\max S}\right)$$

erforderliche Schweissnaht

$$F_{Schw} = \frac{\max S}{2\,\rho_{zul}}\left(3 \mp \frac{\min S}{\max S}\right)$$

$$\rho_{zul} = \alpha \,.\, \sigma_{zul}$$

am Stoss ist

$$\sigma = \sigma_{zul} = \frac{\max S}{F_{Lam}}$$

damit ist

$$\rho_{zul} = \alpha \frac{\max S}{F_{Lam}} \text{ für } \alpha = 0{,}5$$

$$F_{Schw} = F_{Lam}\left(3 \mp \frac{\min S}{\max S}\right)$$

— wenn max S und min S gleiches Vorzeichen
+ wenn max S und min S verschiedenes Vorzeichen
Grenzwert für min S = O $\quad F_{Schw} = 3\ F_{Lam}$
Grenzwert für min S = — max S $\quad F_{Schw} = 4\ F_{Lam}$

Einfache Stumpfschweissung war daher nicht verwendbar. Die Firma

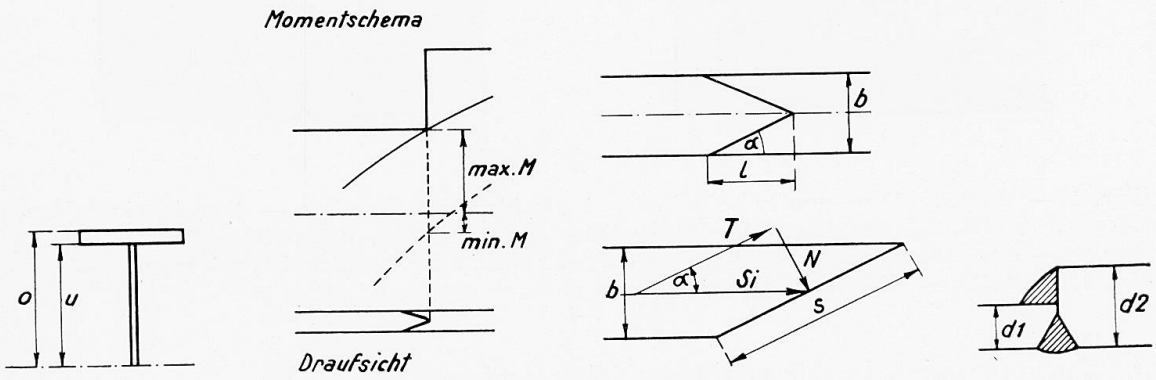


Fig. 1. Fig. 2 Fig. 3. Fig. 4.

Fig. 2. — Schéma des moments = Momentschema = Diagram of moments.
Vue en plan = Draufsicht = Viewed from above.

Christoph & Unmack hat deshalb einen keilförmigen Stoss entwickelt, siehe Abbildung 1 und 2. Auf Abbildung 2 ist ein Träger beim Zusammenbau dargestellt und zeigt an den Gurtplattenenden die Form des Stosses. Bei dieser Ausbildung des Stosses erhält die Schweissfuge die erforderliche Länge. Die Naht besteht aus einer V-Naht auf der Seite nach dem Stehblech zu und aus einer Kehlnaht aussen, wo die Gurtplatten verschieden stark sind, siehe

Abbildung 4 und 6. Für die Berechnung der Schweissnaht gilt folgende Entwicklung.

F = Querschnittsfläche bei Normalschnitt

F_s = Querschnittsfläche bei Schrägschnitt

massgebende Anschlusskraft für die Schweissnaht Si.

Für Normalschnitt ist

$$\rho = \frac{S_i}{F}$$

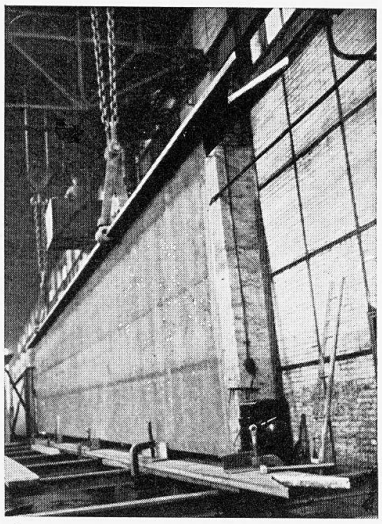
für den Schrägschnitt ist

$$F_s = F \frac{1}{\sin \alpha}$$

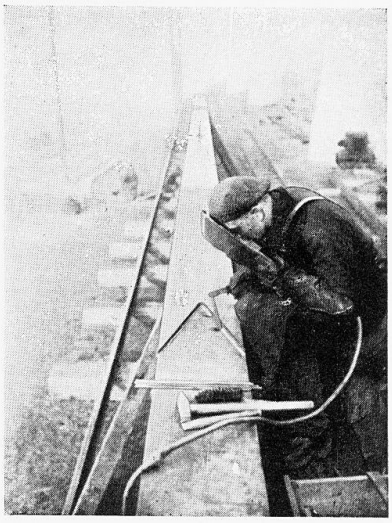
S_i zerfällt in die

Tangentialkraft $T = S_i \cos \alpha$

Normalkraft $N = S_i \sin \alpha$



5



6

Fig. 5. — Montage d'une poutre principale. Assemblage des semelles — Ansicht eines Hauptträgerstosses. Montage der Lamelle — Main girder joint ; erection of the end plate.

Fig. 6. — Assemblage des semelles par soudure sur le chantier — Schweissen des Lamellenstosses auf der Baustelle — Welding the end plates on site.

damit ergeben sich in der schrägen Schweissfuge

Scherspannung : $$\rho_T = \frac{T}{F_S} = \frac{S_i \sin 2\alpha}{2\ F} = \rho \frac{\sin 2\alpha}{2}$$

Normalspannung : $$\rho_N = \frac{N}{F_S} = \frac{S_i \sin^2 \alpha}{F} = \rho \sin^2 \alpha$$

Die Anstrengung in der Schweissnaht ergibt sich aus der reduzierten Spannung

$$\begin{aligned} \rho\ \text{red} &= 0{,}35\ \rho_N + 0{,}65 \sqrt{\rho_N^2 + 4\ \rho_T^2} \\ &= \rho\ (0{,}35\ .\ \sin^2 \alpha + 0{,}65\ \sin^2 \alpha \sqrt{1 + 4\ \text{ctg}^2\ \alpha} \\ &= \rho\ \sin^2 \alpha\ (0{,}35 + 0{,}65 \sqrt{1 + 4\,\text{ctg}^2\ \alpha}) \end{aligned}$$

Die ideelle Kraft S_i ist in eine Scherspannung und eine Normalspannung zerlegt und für die Beanspruchung der Schweisse selbst die reduzierte Spannung entwickelt. Diese Stossform ist meines Wissens von der Firma Christoph & Unmack A.-G. Niesky O.L. zum ersten Male ausgeführt bei der Schlachthofbrücke in Dresden.

Um die Zuverlässigkeit dieser neuen Stossanordnung nachzuweisen, hat die Firma mit Probestäben Zerreissversuche ausgeführt. Der eine Probestab war der wirklichen Ausführung in der Brücke entsprechend in verkleinertem Masstabe ausgeführt und riss im vollen Blech an der Stelle, wo durch das Schweissen eine Kerbwirkung vorlag bei 3560 kg/cm². Bei dem anderen Probestab wurde die Schweissnaht so schwach ausgebildet, dass der Bruch unbedingt in der Naht erfolgen musste, was auch geschah. Der erste Anbruch begann bei 2140 kg/cm², der endgültige Bruch bei 2470 kg/cm². Der Riss verlief in der vollen Schweissnaht. Ein weiterer Versuch in natürlicher Grösse für etwa 700 t Bruchlast wird demnächst ausgeführt, ebenso einige Dauerversuche auf einer Pulsationsmaschine, deren Ergebnisse veröffentlicht werden.

Traduction.

Je me limiterai ici à la description d'un assemblage de semelle sur une poutre en tôle construite par soudure. La disposition la plus simple à adopter pour une poutre de cette nature consiste à assembler directement par soudure, sur l'âme en tôle, des semelles de membrure de différentes épaisseurs, sans interposition de cornières de membrure. Les semelles sont assemblées avec l'âme en tôle au moyen de cordons de soudure d'angle, l'opération étant effectuée à l'aide d'une machine automatique.

Les semelles, dont les épaisseurs sont différentes suivant le moment maximum considéré, devraient être assemblées entre elles par soudure en bout. La longueur des cordons de soudure correspondants serait alors égale à la largeur de la semelle elle-même. Toutefois, d'après les prescriptions allemandes, un tel assemblage par soudure en bout est insuffisant pour pouvoir supporter les efforts qui sont mis en jeu lorsque la poutre est soumise à la charge maximum.

Si le cordon de soudure présente la même épaisseur que la semelle la plus mince à assembler, l'emploi de la formule donnant l'effort théorique, transformée ainsi qu'il est indiqué ci-dessous, montre que la longueur du cordon de soudure doit être égale à 3 ou 4 fois la largeur de la semelle de la membrure.

Effort s'exerçant dans l'assemblage de la semelle plus mince :

$$S = \int_u^o \sigma \, . \, dF = \frac{M.S}{J}$$

Désignons par :

max S la valeur absolue de l'effort maximum dans la semelle ;

min S la valeur absolue de l'effort minimum dans cette semelle ;

on obtient alors, suivant la norme DIN 4100 § 4 l'effort théorique suivant qui intéresse essentiellement le cordon de soudure :

$$S_i = \max S + \frac{1}{2}(\max S \mp \min S)$$

$$= \frac{\max S}{2}\left(3 \mp \frac{\min S}{\max S}\right)$$

La section du cordon de soudure nécessaire est donc :

$$F_{schw} = \frac{\max S}{2\,\rho_{adm.}}\left(3 \pm \frac{\min S}{\max S}\right)$$

$$\rho_{adm.} = \alpha \cdot \sigma_{adm.}$$

A l'assemblage, on a :

$$\sigma = \sigma_{adm.} = \frac{\max S}{F_{lam}}$$

F_{lam} désignant la section de la semelle ; on a donc :

$$\rho_{adm.} = \alpha \frac{\max S}{F_{lam}}$$

et pour

$$\alpha = 0{,}5$$

$$F_{schw} = F_{lam}\left(3 \pm \frac{\min S}{\max S}\right)$$

On adoptera le signe — si max S et min S sont de même sens et le signe + si max S et min S sont de sens contraire.

Valeur limite pour min S = O $\quad \underline{F_{schw} = 3\,F_{lam}}$.

Valeur limite pour min S = — max S $\underline{F_{schw} = 4\,F_{lam}}$.

Il n'est donc pas possible d'employer la simple soudure en bout. La firme Christoph & Unmack a par suite mis au point un système d'assemblage en forme de coin, représenté par les figures 1 et 2. La figure 2 représente une poutre en cours de montage ; on peut remarquer, à l'extrémité de la semelle, la forme de l'assemblage. Cette disposition d'assemblage permet de donner au cordon de soudure la longueur nécessaire. Ce cordon se compose d'un cordon en V du côté de l'âme en tôle et d'un cordon de soudure d'angle à l'extérieur, à l'endroit où les plaques de semelle ont des épaisseurs différentes (voir figures 4 et 6). Le calcul des cordons de soudure est effectué ainsi qu'il est indiqué ci-après.

Désignons par :

F la section en coupe normale ;
F_s la section en coupe diagonale ;
S_i l'effort à prendre considération, à l'endroit de l'assemblage, pour le calcul du cordon de soudure ;

On a pour la section suivant la normale :

$$\rho = \frac{Si}{F}$$

Pour la section suivant la diagonale, on a :

$$F_s = F\,\frac{1}{\sin\alpha}$$

L'effort S_i se décompose de la manière suivante :

Effort tangentiel : $T = S_i \cos \alpha$
Effort normal : $N = S_i \sin \alpha$

On a donc, dans l'assemblage diagonal par soudure :
Contrainte de cisaillement :

$$\rho_T = \frac{T}{F_s} = \frac{S_i \sin 2\alpha}{2F} = \rho \cdot \frac{\sin 2\alpha}{2}$$

Contrainte normale :

$$\rho_N = \frac{N}{F_s} = \frac{S_i \sin^2 \alpha}{F} = \rho \cdot \sin^2 \alpha$$

La contrainte dans le cordon de soudure est donnée par l'équation réduite :

$$\begin{aligned} \rho_{réd} &= 0{,}35\, \rho_N + 0{,}65 \sqrt{\rho_N^2 + 4\, \rho_T^2} \\ &= \rho \left(0{,}35 \cdot \sin^2 \alpha + 0{,}65 \sin^2 \alpha \sqrt{1 + 4\, ctg^2 \alpha}\right) \\ &= \underline{\rho \sin^2 \alpha \left(0{,}35 + 0{,}65 \sqrt{1 + 4\, ctg^2\, \alpha}\right)}. \end{aligned}$$

L'effort théorique S_i est décomposé en un effort de cisaillement et un effort normal et l'équation réduite fournit la contrainte dans la soudure elle-même. Cette disposition d'assemblage a été, à ma connaissance, employée pour la première fois, par la firme Christoph & Unmack A.G., de Niesky O.L., pour la construction du pont des abattoirs de Dresde.

Pour confirmer la sécurité conférée par cette nouvelle disposition d'assemblage, cette firme a procédé à des essais de rupture sur des éprouvettes d'essai. L'une des éprouvettes a été réalisée, à échelle réduite, sous une forme correspondant à l'exécution effective sur le pont lui-même ; la rupture s'est produite en pleine tôle, à l'endroit où, par suite de la soudure, s'est manifesté, pour 3560 kg/cm², un effet d'entaille.

Dans l'autre éprouvette, on a exécuté l'assemblage au moyen d'un cordon de soudure faible, de telle sorte que la rupture se produise obligatoirement dans ce cordon, ce qui est effectivement arrivé. La rupture s'est amorcée pour un effort de 2140 kg/cm², pour se produire pleinement à 2470 kg/cm². La fracture s'est localisée pleinement dans le cordon de soudure.

Un autre essai doit être effectué en vraie grandeur, avec une charge de rupture d'environ 700 tonnes ; on doit effectuer également quelques essais de fatigue avec une machine d'oscillations et les résultats obtenus seront également publiés.

P. STURZENEGGER,
Direktor der Eisenbaugesellschaft Zürich.

Berechnung, Konstruktion und Herstellung geschweisster Hochbauten.

Eine bedeutende schweizerische Stahlskelettbaute nach Bild 1 mit 125,000 m³ umbautem Raum, einer Höhe von 38 m des Gebäudeblockes bezw. 66,7 m bis

zur Turmbekrönung bei 2000 t Stahl 37 bot vergangenes Jahr aus Wirtschaftlichkeitsüberlegungen Anlass zur vollständig geschweissten Ausführung im Werk wie auf Baustelle. Die Gewichtseinsparung in geschweisster Ausführung wurde zu angenähert 10 % gegenüber der genietet geschraubten Ausbildung errechnet, während in den Kosten die Ersparnis sich auf 5 % reduzierte in Anbetracht der Baustellenschweissung.

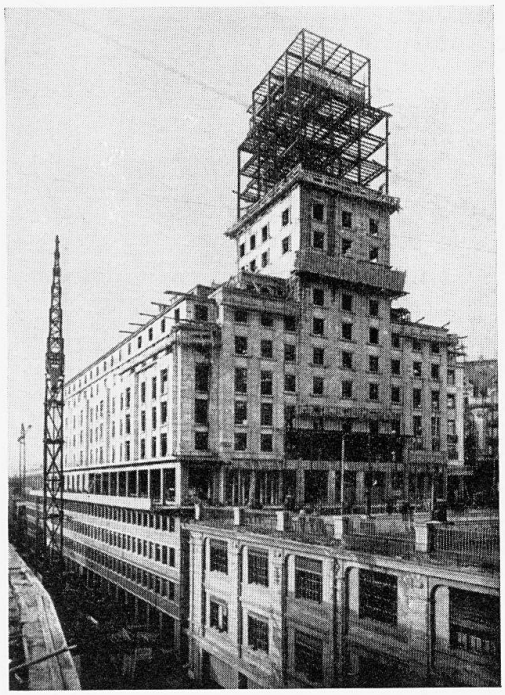


Fig. 1.

Der Entschluss zur vollständigen Schweissung gab Anlass zum Versuch mit einer geschweissten Rahmenkonstruktion, um das vorgesehene Berechnungsverfahren nach Kommerell zu überprüfen. Die Anschlusschweissung des untern Unterzuges der Versuchseinrichtung nach Bild 2 war mit geringerer Sicherheit ausgebildet als die verbundenen Konstruktionselemente und deren übrige Schweissverbindungen, um sicher den zu prüfenden Schweissanschluss zum Bruch zu bringen. Zur Verwendung kamen umhüllte Elektroden Exotherm SCW mit einer Festigkeit von 3,8 t/cm² bei 18 % Dehnung an der Streckgrenze und von 5,0 t/cm² Zugfestigkeit bei 24 % Dehnung im Bruch. Bei der Schweissanordnung wurden mit Rücksicht auf die Baustellentätigkeit

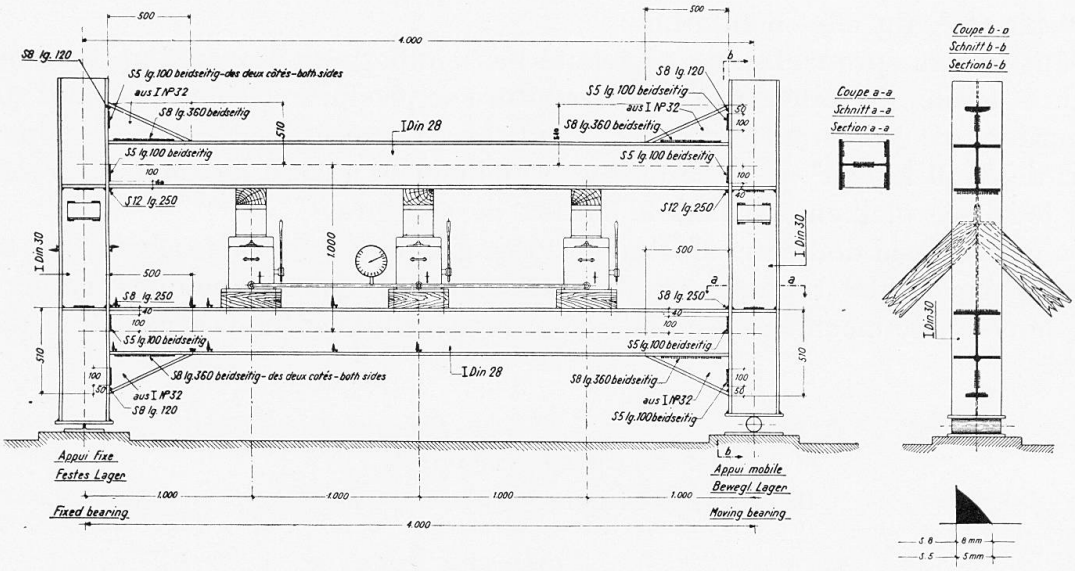


Fig. 2.

Ueberkopfschweissungen vermieden. Die Stegschweissungen waren nicht durchgehend, sondern streckenweise, sodass sie neben der Aufnahme der Querkräfte im Schweissträgheitsmoment wirksam mitarbeiteten. Mit Rück-

sicht auf den Beginn der Konsolen in Nähe des Momentennullpunktes und Lage des Trägerunterflansches in Nähe der Neutralaxe wurde derselbe an den Ständern nicht angeschweisst. Die Versuchsdurchführung erfolgte unter jeweiliger Entlastung auf O für drei Laststufen von 3 × P mit 10, 20 und 33 Tonnen, erzeugt durch unter sich verbundene hydraulische Pressen. Der Bruch der

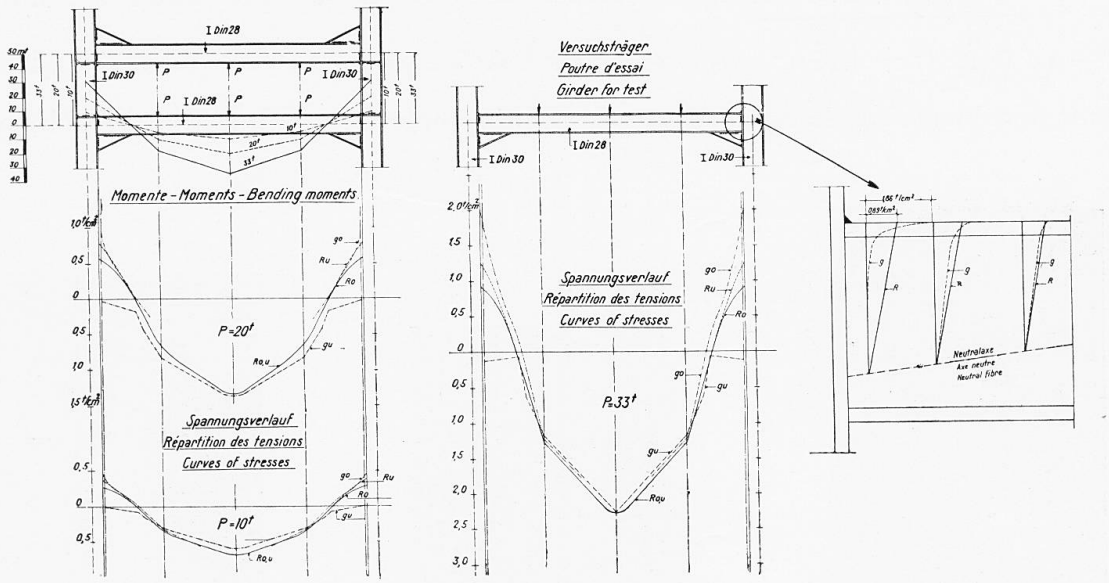


Fig. 3.

Schweissnaht trat bei 3 × 35,1 t ein gegenüber einem rechnerischen Wert von 3 × 32 t. Spannungsmessungen erfolgten mittelst Tensometer in Nähe des Trägeranschlusses, im Bereich des Momentennullpunktes und gegen Trägermitte.

Die Spannungsmesssungen in den Ständern wie im Bereich des Trägerfeld-

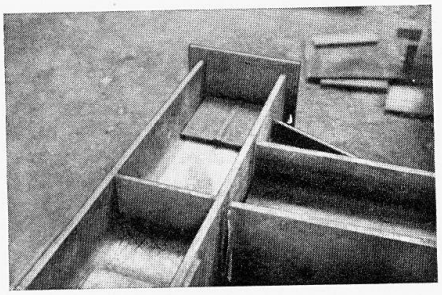


Fig. 4.

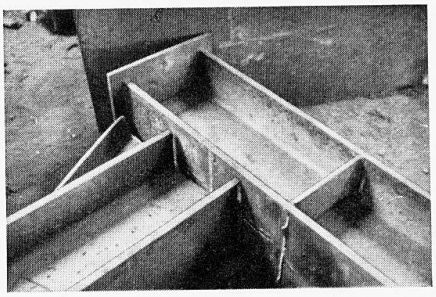


Fig. 5.

momentes ergaben, wie Bild 3 für die drei Laststufen erkennen lässt, gute Uebereinstimmung mit den rechnerischen Werten, ausgenommen den Messquerschnitt in unmittelbarer Nähe des Schweissanschlusses, wo die gemessene Randspannung im obern Flansch wesentlich höher als der rechnerische Wert lag. In diesem Querschnitt ist voraussichtlich durch die Kraftübertragung aus der Schweissnaht auf die äusserste Faser des Oberflansches eine Span-

nungskonzentration unter Verwölbung des Querschnittes entstanden, wie im Bilde rechts dargestellt ist. In den folgenden, weiter nach Trägermitte liegenden Querschnitten, stellt sich relativ rasch die ebenem Querschnitt entsprechende Spannungsverteilung ein. Die gute Uebereinstimmung der berechneten und gemessenen Bruchlast lässt in Bestätigung der Dresdener Versuche die zuverlässige Anwendungsmöglichkeit des Berechnungsverfahrens Kommerell erkennen, mit Bestimmung der massgebenden Spannung $\sigma^s = \sqrt{\left(\frac{M}{W_s}\right)^2 + \left(\frac{Q}{F_s}\right)^2}$, wobei F_s die Fläche und W_s das Widerstandsmoment der Anschlussschweissung mit Umklappung des Winkellotquerschnittes

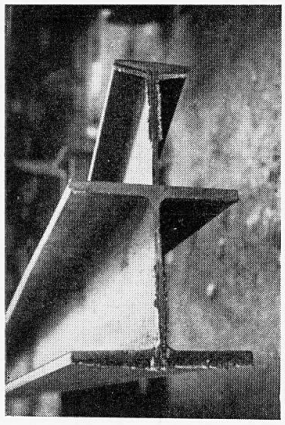


Fig. 6.

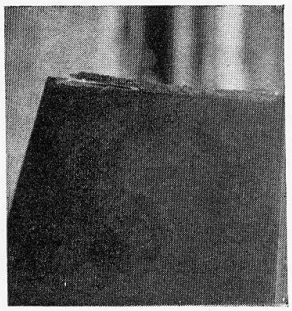


Fig. 7.

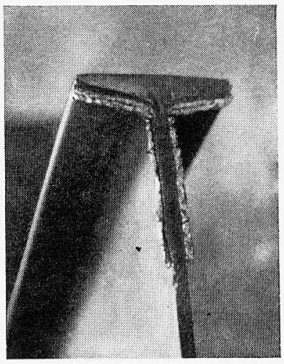


Fig. 8.

in die Anschlussebene bedeuten. Die deutsche Vorschriftenbestimmung, dass die massgebende Spannung $\leqslant 0{,}5 \cdot \sigma_{zul}$ des Grundmaterials sein muss, enthält eine zusätzliche Sicherheit gegenüber den der Schweissung anhaftenden Ausführungszufälligkeiten. Nachdem wir in der Schweiz bis zur weitern Versuchsabklärung die Flankenschweissung eher tiefer als die deutschen Richtlinien ansprechen, ist ein Berechnungsverfahren nach Vorschlag Rosenthal fragwürdig, nach welchem Grundmaterial und Schweissverbindung gleiche Sicherheit zugewiesen erhalten.

Bild 4 zeigt den Bruch der Schweissverbindung einer Anschlusseite, während Bild 5 den zerstörten Schweissanschluss der Gegenseite erkennen lässt. Bild 6, 7 und 8 lassen Bruchquerschnitte der Schweissnähte erkennen.

Zur Bestimmung der Schrumpfspannungen aus thermischen Einflüssen wurden beim eingangs gezeigten Bauwerk an den zwei vorgesehenen Rahmentypen mit und ohne Eckkonsolen Spannungsmessungen im Unterzug während des Schweissvorganges nach Bild 9 gemacht. Die Unterzüge waren vor der Messung einseitig an die Ständer angeschlossen, während mittelst Tensometer die Spannungen im Träger für die schrittweise Aufbringung der Schweissraupen 1-6 der Gegenseite gemessen wurden. Die Versuchsanordnung erlaubte nur die Grössenordnung der Schrumpfspannungen zu bestimmen, die sich für die Messquerschnitte zu 0,20 t/cm² beim kürzern bezw. zu 0,18 t/cm² beim längern Unterzug mit ca. 14 % der zulässigen Beanspruchung des Grundma-

terials ergaben. Der mit vorschreitender Schweissung sich einstellende Wechsel der Schrumpfspannungen ist in den Kurven vorliegenden Bildes zu erkennen. Um die Einflüsse aus Längskräften sowie der vertikalen und horizontalen Biegemomente aus der Schrumpfung in der Verteilung über den Querschnitt der Messtellen zu erfassen, bedarf es mindestens 4-6 Messapparate per Querschnitt. Die Untersuchungen sind daher lediglich richtunggebend für ausgedehntere Versuche.

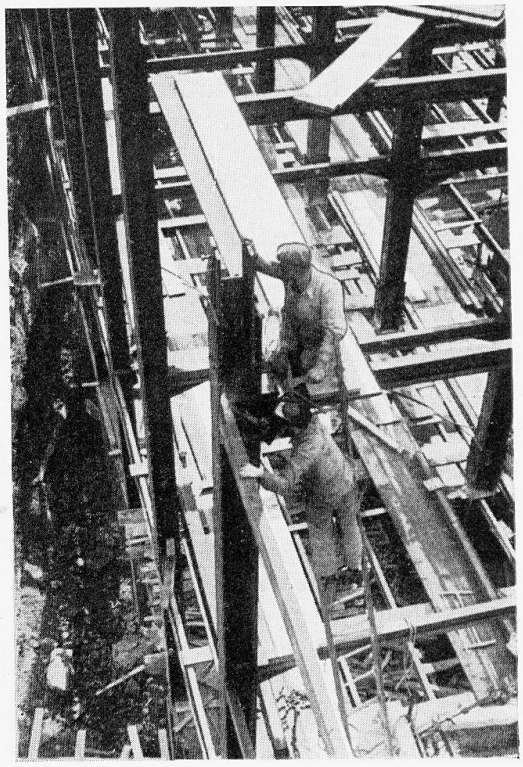


Fig. 9.

Traduction.

Calcul, Construction et montage de charpentes soudées.

Une grande charpente complètement soudée de 2.000 t. a été exécutée en Suisse l'année passée. Par rapport à une construction rivée et boulonnée on a calculé une économie de métal d'env. 10 %, celle-ci se réduit à 5 % pour le prix de revient, par suite principalement du montage par soudure sur le chantier.

La décision de monter complètement par soudure a donné lieu à l'étude d'un cadre d'essais, pour vérifier la méthode de calcul de Kommerell. La sécurité

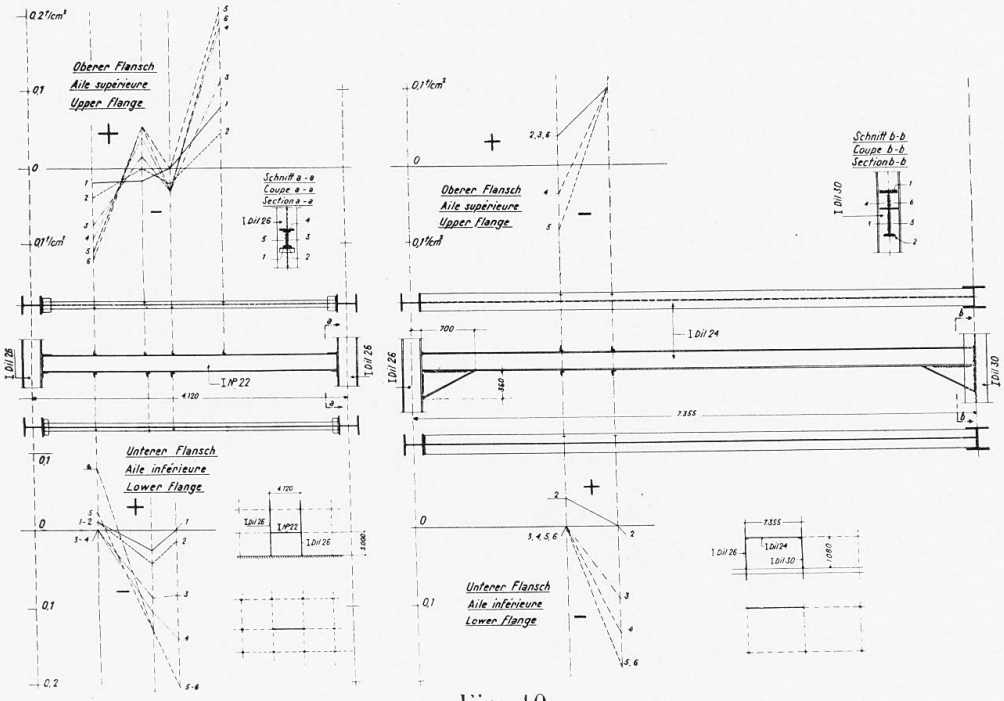


Fig. 10.

de l'assemblage a été admise plus faible que celle de la poutrelle pour faire porter à coup sûr la rupture sur la soudure elle-même. On a utilisé des électrodes enrobées Exotherm SCW accusant une résistance à la rupture de 5, 0 t/cm² et un allongement de 24 °/₀.

Le résultat de ces essais a justifié la méthode de Kommerell. On obtient la contrainte dans la soudure par la formule :

$$\sigma^s = \sqrt{\left(\frac{M}{W_s}\right)^2 + \left(\frac{Q}{F_s}\right)^2}$$

F_s = section de la soudure,
W_s = moment résistant de la soudure,

La contrainte admissible dans la soudure est σ adm. $\leqq$ 0,5, σ adm., donc la moitié de celle du métal de base. Le calcul d'après Rosenthal, qui admet la même sécurité pour l'assemblage et pour la poutrelle, ne nous semble pas assez sûr d'après les essais effectués.

Calcul des tensions de retrait dues aux influences thermiques. Essais sur deux nœuds de cadre avec et sans console, Les poutrelles étaient déjà soudées d'un côté ; au moyen de tensomètres on a mesuré les tensions pendant la soudure des cordons 1-6 de l'autre côté. La grandeur des tensions de retrait varie de 0,18 t/cm² à 0,20 t/cm², soit env. 14 °/₀ des contraintes admissibles dans le métal de base. Pour obtenir des résultats plus précis, il faudra faire des essais détaillés.

D. EFSTRATIADIS,

Chef du Service des Ponts aux Chemins de Fer Pirée-Athènes-Péloponèse, Athènes.

Ich möchte Ihre Aufmerksamkeit auf einen Punkt der dargelegten Berechnungsart betreffend das Schweissen im Brückenbau unter wechselnder Belastung lenken. Nach der im Bericht des Herrn Dr. Kommerell erwähnten Berechnungsart [1], die auch in den Deutschen Vorschriften [2] enthalten, ist im Falle wechselnder Belastung eine Verminderung der höchsten zulässigen Spannungen relativ zu den unter ruhender Belastung bezeichneten zulässigen Spannungen vorgesehen. Welches aber die Funktion dieser Verminderung ist, geht aus dieser Berechnungsart nicht klar hervor. Wir werden versuchen, diese Funktion graphisch darzustellen. Sie führt zu Ergebnissen, die die Wirtschaftlichkeit des Schweissens in ungünstiger Weise beeinflussen können, ohne dass wissenschaftliche Gründe dies verlangen würden.

Um die verschiedenen Fälle wechselnder Belastung zum Ausdruck zu bringen, betrachten wir das Verhältnis $\frac{\min S}{\max S}$ $\left(\text{bezw. } \frac{\min M}{\max M}\right)$, wobei die S (bezw. M) Werte als absolute Grössen angenommen werden sollen. Das Verhältnis ist positiv bzw. negativ, wenn es sich um eine wechselnde Belastung

1. Siehe « Vorbericht » III-2, 6./Seite 322 u. 323.
2. Din. 4100.

im gleichen bzw. im entgegengesetzten Sinne handelt. Die Schwankung dieses Verhältnisses zwischen + 1,0 und — 1,0 umfasst sämtliche Fälle der wechselnden Belastung von dem äussersten Fall der ruhenden Belastung $\left(\frac{\min S}{\max S} = +1\right)$, bis zum Falle der Ursprungsfestigkeit $\left(\frac{\min S}{\max S} = 0\right)$ und von diesem bis zum äussersten Fall der Schwingungsfestigkeit $\left(\frac{\min S}{\max S} = -1\right)$.

Wir ordnen nun einem jeden Wert des Verhältnisses $\frac{\min S}{\max S}$ den entsprechenden Wert der höchst zulässigen Spannung bei, oder allgemein, den Wert des Verhältnisses der höchst zulässigen Spannung unter wechselnder Belastung zu einer solchen unter ruhender Belastung, die als Grundlage angenommen wird. Dies liefert uns ein Diagramm, das den Verlauf der Aenderung der zulässigen Spannungen im Bereich der wechselnden Belastung zum Ausdruck bringt. Ein solches Diagramm hat den Vorzug von den Spannungswerten (verschieden je nach dem Werkstoff) unabhängig zu sein und folglich, auch für verschiedene Materialien einen leichten Vergleich des Spannungsänderungsgesetzes zu ermöglichen.

Nach der in dem Referat erwähnten Berechnungsart, mittels der Formel (6')

$$\rho_{zul} = \frac{\max S + \frac{1}{2}(\max S - \min S)}{F_{schw}}$$

tritt die höchst zulässige Spannung in jedem Falle nicht sofort in Erscheinung, kann aber mittelbar errechnet werden durch geeignete Umformung und ist :

$$\rho_{D\,zul} = \frac{\max S}{F_{schw.}} = \frac{\rho_{zul}}{1 + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{\min S}{\max S}\right)}$$

Das zur Bildung des obigen Diagrammes gesuchte Verhältnis k wird also in diesem Falle

$$k_A = \frac{\rho_{D\,zul}}{\rho_{zul}} = \frac{1}{1 + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{\min S}{\max S}\right)}$$

sein. Die Aenderung seiner Werte (schwankend zwischen 1 und 0,50) erscheint auf der Abbildung (Linie A). In derselben Abbildung erscheinen zum Vergleich die Werte ähnlicher Koeffizienten k_B für den gewöhnlichen Baustahl, ebenfalls nach den Deutschen Brückenvorschriften [1] bestimmt, d. h.

$$k_B = \frac{\sigma_{D\,zul}}{\sigma_{zul}} = \frac{1}{1 + 0{,}3\,\frac{\min S}{\max S}}$$

wobei $\frac{\min S}{\max S}$ nur zwischen O und — 1 schwankt. In der gleichen Abbildung

1. Be 1925, DIN 1073.

erscheint ferner die Zone C-C, welche Koeffizienten k_c gleicher Natur umfasst, die sich aus Ergebnissen von Versuchen von Smith und Moore, die von Graf [2] erwähnt werden, für verschiedene Stahlsorten ergeben.

Aus dem Diagramm ist ersichtlich, dass die Kurven der zulässigen Spannungen der Schweissnähte bei wechselnder Belastung verschiedenen Verlauf nehmen, ganz unbeachtet der bedeutenden Verminderung, die in der Schweissnaht für die Schwingungsfestigkeit angenommen wird. Die Verminderung ist im Bereiche gleichartiger Belastungen grösser (Kurve A nach oben konkav), während für den Baustahl im Gegenteil die Verminderung in dem Bereiche der ungleichartigen Belastungen beschleunigt wird. Daraus entsteht ein beträcht-

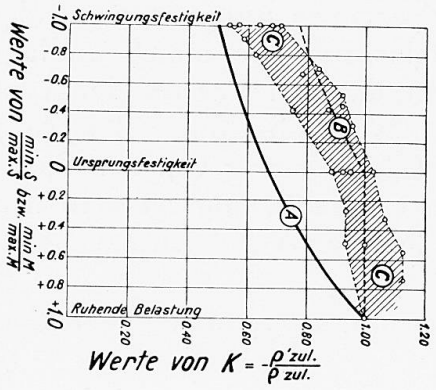


Fig. 1.

Résistance aux efforts alternés = Schwingungsfestigkeit = Vibration strength

Résistance aux efforts répétés non alternés = Ursprungsfestigkeit = Resistance to repeated non alternating stresses.

Charge fixe = Ruhende Belastung = Dead load.

Valeurs de $K = \frac{\rho' \text{ adm}}{\rho \text{ adm}}$ = Werte von $K = \frac{\rho' \text{ zul}}{\rho \text{ zul}}$ =

Value of $K = \frac{\rho' \text{ permissible}}{\rho \text{ permissible}}$

licher Verlust in der Schweissung, insbesondere in den in der Mitte liegenden Wechselfällen, welche auch die gewöhnlicheren sind.

Worauf stützt sich nun dieser ungünstige Umstand?

Es muss vorerst hervorgehoben werden, dass dieser mit dem Streben nach grösserer Sicherheit im Schweissen nichts zu tun hat, weil die grössere Sicherheit schon durch die geeignete Wahl des Wertes der als Grundlage angenommenen zulässigen Spannung ρ_{zul} erreicht und auf diese Weise in dem ganzen Bereiche der wechselnden Belastung aufrecht erhalten wird. Dieser Umstand scheint keine wissenschaftlich begründete Erklärung zu finden. Alle Versuchs-Ergebnisse, nach dem Verhältnis $\left(\frac{\min S}{\max S}\right)$ eingeordnet, beweisen, dass der Verlauf der kritischen Spannungen in dem Bereich der wechselnden Belastung eine nach oben gebogene Kurve ergeben (wie in Abb. die Zone c-c). Der Verlauf der zulässigen Spannungen muss also dem gleichen Gesetz folgen, damit eine ungerechtfertigte Schwankung des Sicherheitsgrades von Fall zu Fall vermieden wird. Wir vertreten natürlich nicht die Ansicht, dass der Verlauf der Aenderung der zulässigen Spannungen der Schweissnähte genau mit dem des Baustahles zusammenfallen soll, wir sehen aber keinen Grund, der den Verlauf der Kurve in umgekehrter Richtung rechtfertigen würde. Das ist einfach die Folge des Mechanismus der erwähnten Berechnungsart und ist auf den Umstand zurückzuführen, dass man nicht versucht hat, das Gesetz der

1. O. Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, Berlin, 1929, Seite 18, 19, 21. Obige Werte von k_c sind lediglich zur allgemeinen Orientierung festgesetzt worden und zwar durch Bestimmungen des Verhältnisses (Arbeitsfestigkeit) (Streckgrenze). Siehe auch « Abhandlungen » der I.V.B.H., 1. Band S. 104.

Aenderung der zulässigen Spannungen zu ergründen und festzustellen, sondern eine mittelbare Lösung vorgezogen hat, nämlich durch die Feststellung einer ideellen Vergrösserung der Belastung, aus welcher sich das Aenderungsgesetz der zulässigen Spannungen ergibt.

Wir sind der Meinung, dass die Berechnungsart in dem Falle der wechselnden Belastung mehr der Wirklichkeit angepasst werden sollte und zwar so :

1) Auf Grund entsprechender Versuche soll eine empirische Linie der kritischen Spannungen bestimmt werden (in Abhängigkeit von $\frac{\min S}{\max S}$). Wir glauben, dass wir bereits zu diesem Zwecke über ausreichende Kenntnisse verfügen.

2) Es sollen daraus die Koeffizienten k für jeden Fall des Verhältnisses $\frac{\min S}{\max S}$ festgesetzt werden, d. h. für Schweissnähte :

$$k = \frac{\rho_{D\,zul}}{\rho_{zul}} = \frac{\rho_{D\,krit}}{\rho_{krit}}$$

3) Es sollte für die Berechnung die allgemeine, der Wirklichkeit entsprechende und einfache Formel

$$\frac{\max S}{F_{schw.}} \leqslant k\ \rho_{zul} \text{ oder } \frac{\max S}{k.\ F_{schw.}} \leqslant \rho_{zul}$$

eingeführt werden.

Durch diese Formel wird gewiss wiederum eine ideelle Vergrösserung der Belastung (oder Verminderung der Querschnitte) erfolgen, mit dem Unterschiede freilich, dass diese Vergrösserung nicht willkürlich gewählt wird, wie in der erwähnten Berechnungsart, sondern dass sie sich aus dem Gesetz der Aenderung der zulässigen Spannungen ergibt, welches auf Grund der Ergebnisse von Versuchen bestimmt werden wird, und folglich in jedem Falle des Wechsels die gleiche Sicherheit wird bieten können.

Wir sind der Meinung, dass, solange die Laboratoriumserfahrung uns die Kenntnis der tatsächlichen Spannungen gibt, wir es vermeiden sollten, indirekte Berechnungsarten zu benutzen, die weder einfacher sind, noch sich der Wirtschaftlichkeit dienlich erweisen.

Traduction.

Je désirerais attirer l'attention sur une question que pose le mode de calcul proposé, en ce qui concerne l'emploi de la soudure dans la construction des ponts, lorsqu'il s'agit de charges variables. Suivant le mode de calcul signalé par M. le Dr Kommerell dans son rapport [1], mode de calcul figurant également dans les Règlements Allemands [2], et dans le cas d'une charge variable, il est prévu une réduction des contraintes admissibles maxima par rapport aux contraintes admissibles envisagées dans le cas d'une charge de valeur constante. Toutefois, le rôle que l'on assigne à cette réduction ne résulte pas nettement de ce mode de calcul prévu. Nous nous proposons d'interpréter ce

1. Voir Publication Préliminaire, III, 2, 6, pages 334 à 336.
2. DIN 4100.

rôle graphiquement. La réduction prévue conduit à des résultats qui peuvent en effet influencer d'une manière défavorable l'économie de la soudure, sans toutefois qu'elle paraisse nettement justifiée du point de vue scientifique.

Afin de pouvoir traduire les différentes formes sous lesquelles se présentent les charges variables, nous avons pris en considération le rapport $\frac{\min S}{\max S}$ ou $\frac{\min M}{\max M}$ dans lequel la valeur S ou M doit être considérée comme représentant une valeur absolue. Le rapport est donc positif ou négatif suivant que la charge considérée, variable, conserve toujours le même sens ou change de sens. Le champ de variation de ce rapport, entre + 1 et — 1 englobe tous les cas auxquels peut se rattacher la charge variable, depuis le cas limite de la charge fixe, représenté par $\frac{\min S}{\max S} = + 1$ jusqu'au cas limite opposé, correspondant aux oscillations complètes et représenté par $\frac{\min S}{\max S} = - 1$ en passant par le cas intermédiaire représenté par $\frac{\min S}{\max S} = 0$.

Rapportons maintenant à chacune des valeurs du rapport ci-dessus la valeur correspondante de la contrainte admissible maximum ou, d'une manière plus générale, la valeur du rapport entre la contrainte admissible maximum sous charge variable et la contrainte sous charge fixe, en considérant cette dernière comme base de comparaison. Nous pouvons en déduire un diagramme exprimant la variation que subissent les contraintes admissibles dans le domaine correspondant aux charges variables. Un diagramme de cette nature présente cet avantage qu'il est indépendant des valeurs des contraintes elles-mêmes (ces dernières étant différentes suivant le matériau considéré) ; par suite, même pour des matériaux différents, il sera possible d'établir une comparaison facile sur l'allure des variations de ces contraintes.

Suivant le mode de calcul exposé dans le rapport et qui fait appel à la formule (6') :

$$\rho_{\text{adm.}} = \frac{\max S + \frac{1}{2}(\max S - \min S)}{F_{\text{schw}}}$$

la contrainte maximum admissible n'est pas en évidence au premier abord pour chaque cas particulier ; on peut toutefois la déterminer indirectement, grâce à une transformation appropriée et l'on obtient :

$$\rho_{\text{D adm.}} = \frac{\max S}{F_{\text{schw}}} = \frac{\rho_{\text{dam}}}{1 + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{\min S}{\max S}\right)}$$

Le rapport k, dont l'étude permet d'établir le diagramme ci-dessus, devient dans ce cas :

$$k_{\text{A}} = \frac{\rho_{\text{D adm}}}{\rho_{\text{adm}}} = \frac{1}{1 + \frac{1}{2}\left(1 - \frac{\min S}{\max S}\right)}$$

On trouvera sur la courbe A de la figure 1 la représentation des variations de sa valeur, entre 1 et 0,50. Sur la même figure, on a porté, à titre de comparaison, les valeurs du coefficient semblable k_B pour l'acier de construction ordinaire, également déterminé d'après les Prescriptions Allemandes concernant la construction des Ponts [1], soit :

$$k_B = \frac{\sigma_{D\,adm}}{\sigma_{adm}} = \frac{1}{1 + 0{,}3\,\frac{\min S}{\max S}}$$

expression dans laquelle $\frac{\min S}{\max S}$ ne varie qu'entre 0 et — 1.

Enfin, sur la même figure, est mise en évidence la zone C-C, qui englobe les coefficients de même nature k_c que l'on déduit des résultats fournis par les essais de Smith et Moore, pour différentes sortes d'aciers et qui ont été signalés par Graf [2].

Ce diagramme permet de constater que les courbes représentant les contraintes admissibles maxima pour les cordons de soudure accusent des parcours différents, dans le cas des charges variables, ceci tout à fait indépendamment d'ailleurs de la réduction importante qui est admise dans le cordon de soudure pour la résistance aux oscillations. La réduction est plus importante dans la zone des charges de même nature (courbe A concave vers le haut), tandis que pour l'acier de construction, par contre, la réduction est plus accusée dans la zone des charges de nature différente. Il en résulte une mauvaise utilisation notoire, en ce qui concerne la soudure, cela tout particulièrement pour les cas de charges alternatives du milieu, qui sont d'ailleurs les plus courants.

Quelle est donc la cause de cette circonstance défavorable ?

Il importe tout d'abord de remarquer qu'elle n'a rien à voir avec les efforts qui sont faits en vue d'augmenter la sécurité en matière de soudure. On obtient en effet une sécurité qui est déjà supérieure en choisissant judicieusement la valeur de la contrainte admissible ρ_{zul} qui sert de base, de sorte que cette sécurité élevée puisse être maintenue dans tous les cas des charges variables. Le fait en question ne semble avoir aucune justification du point de vue scientifique. Tous les résultats expérimentaux rapportés au rapport $\frac{\min S}{\max S}$ montrent que l'allure de la variation des contraintes critiques dans la zone correspondant aux charges variables conduit à une courbe incurvée vers le haut (de même que la zone C-C dans la figure). La variation des efforts admissibles doit donc suivre la même loi, faute de quoi on aboutirait à une variation injustifiée du coefficient de sécurité d'un cas à l'autre. Nous ne soutenons naturellement pas ce point de vue suivant lequel l'allure de la variation des contraintes admis-

1. Berechnungsgrundlage für eiserne Eisenbahnbrücken, 1925, DIN 1073.

2. O. Graf, Die Dauerfestigkeit der Werkstoffe und der Konstruktionselemente, Berlin, 1929, pages 18, 19, 21. Les valeurs de k_c ci-dessus ont été déterminées uniquement à titre d'indication générale, d'après le rapport : $\frac{\text{Contrainte critique}}{\text{Limite d'écoulement}}$. Voir également les *Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes*, 1er volume, p. 104.

sibles pour les cordons de soudure doit suivre rigoureusement celle qui se rapporte à l'acier de construction ; cependant, nous ne voyons aucune raison susceptible de justifier une variation en sens inverse. Il y a là purement et simplement une conséquence du mécanisme inhérent au mode de calcul indiqué, conséquence qu'il faut attribuer à ce fait que l'on n'a pas cherché à étudier et à déterminer la loi de variation des contraintes admissibles ; on s'est plutôt arrêté à une solution indirecte, en particulier en procédant par majoration théorique de la charge, de laquelle on déduit alors cette loi de variation des efforts admissibles.

Nous sommes d'avis que dans le cas d'une charge variable, le mode de calcul devrait être plus conforme à la réalité, c.-à-d.

1) Il conviendrait, sur la base d'essais correspondants, de déterminer une courbe empirique des contraintes critiques (en fonction de $\frac{\min S}{\max S}$). Nous estimons en effet que nos connaissances actuelles sont suffisantes pour le faire.

2) On en déduirait les coefficients k pour chacune des valeurs du rapport $\frac{\min S}{\max S}$ c'est-à-dire pour les cordons de soudure.

$$k = \frac{\rho_{\text{D adm}}}{\rho_{\text{adm}}} = \frac{\rho_{\text{D crit}}}{\rho_{\text{crit}}}$$

3) Il conviendrait d'adopter pour le calcul la formule générale simple et correspondant à la réalité :

$$\frac{\max S}{F_{\text{schw}}} \leqslant k \cdot \rho_{\text{adm}} \quad \text{ou} \quad \frac{\max S}{k \cdot F_{\text{schw}}} \leqslant \rho_{\text{adm}}$$

En employant cette formule, on introduirait certainement une majoration théorique de la charge (ou une réduction de la section), avec toutefois cette différence que cette majoration ne serait pas choisie arbitrairement, ainsi que c'est le cas dans le mode de calcul présenté ; au contraire, cette majoration de la charge résulterait de la loi de variation des contraintes admissibles, déterminée elle-même à partir des résultats expérimentaux ; on arriverait ainsi, pour chaque cas de variation de la charge, au même degré de sécurité.

A notre avis, et pour autant que les recherches expérimentales de laboratoire sont susceptibles de nous fixer sur les contraintes critiques effectives, il conviendrait d'éviter l'emploi de méthodes indirectes de calcul, qui ne simplifient nullement les choses et qui ne conduisent pas à des résultats plus économiques.