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

**Band:** 5 (1956)

**Rubrik:** III. 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:** 28.12.2025

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

# III

# Construções metálicas soldadas

# Les constructions métalliques soudées

# Welded steel structures

# Geschweisste Stahltragwerke

**Relator Geral**
**Rapporteur Général**
**General Reporting Member**
**Generalreferent**

L. GRELOT
*Inspecteur Général des Ponts et Chaussées*
Paris

## IIIa

Estudo sistemático das formas construtivas (teoria e prática)

Etude systématique des formes constructives (théorie et expérimentation)

Systematic investigation of constructional details (theory and experiment)

Systematische Untersuchung der baulichen Einzelheiten (Theorie und Versuch)

## IIIb

Os aços empregados na construção soldada

Les aciers employés en construction soudée

Structural steels for welded structures

Die Baustähle für geschweisste Tragwerke

## IIIc

Diferentes processos de soldadura utilizados na realização das ligações

Différents procédés de soudage utilisés dans la réalisation des assemblages

Various welding methods for the execution of welded steel construction

Verschiedene Schweissverfahren bei der Ausführung geschweisster Stahlbauten

# III a 1

## Schwere geschweisste Stahlbauten

## Estruturas soldadas pesadas

## Charpentes métalliques lourdes soudées

## Heavy welded steel structures

PROF. DR. ING. F. FALTUS
Prag

Es wird über Entwurf, Ausführung und einige Messwerte der Belastungsprobe berichtet, die an einer schweren geschweissten Konstruktion einer Kranbahn für zwei Schmiedekrane von 30 m Stützweite und 300 t Tragfähigkeit durchgeführt wurde (Abb. 1.). Die Belastung

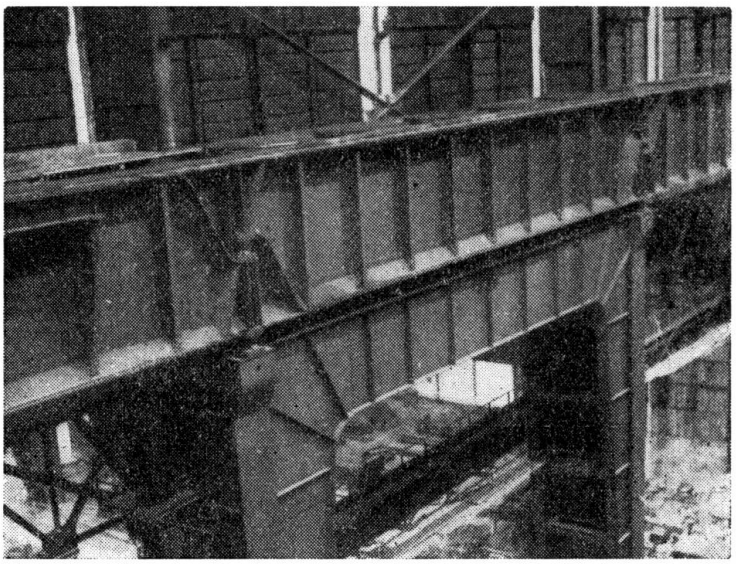


ABB. 1

der Kranbahn entspricht den Raddrücken von 8 übereinandergestellten Lokomotiven der čsl. Brückenbauvorschriften mit 24 t Achslasten (Abb. 2.). Bei der Querschnittsbemessung wurde noch mit einem Ausgleichsbeiwert von $\psi = 1{,}6$ gerechnet. Wegen der ungünstigen Grundver-

hältnisse wurden die Kranbahnen von je 20 m Stützweite als einfache Balkenträger ausgeführt, die die Rahmenbinder zentrisch belasten. Daraus ergab sich die Form der Trägerenden. Der Querschnitt wurde einwandig gewählt, wie in Abb. 3. angedeutet. Der dachförmig ausgesteifte Gurt ist torsionssteif, also wohl geeignet, auch etwaige ausmittige Belastungen

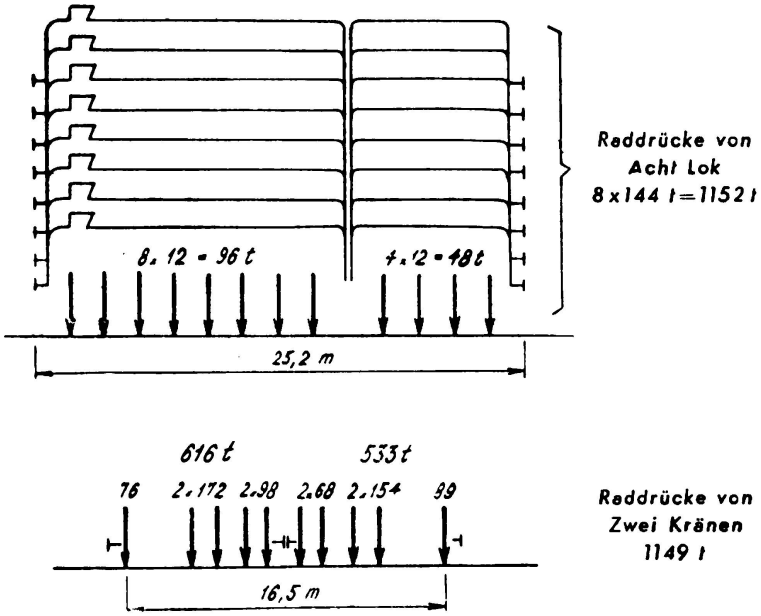



ABB. 2

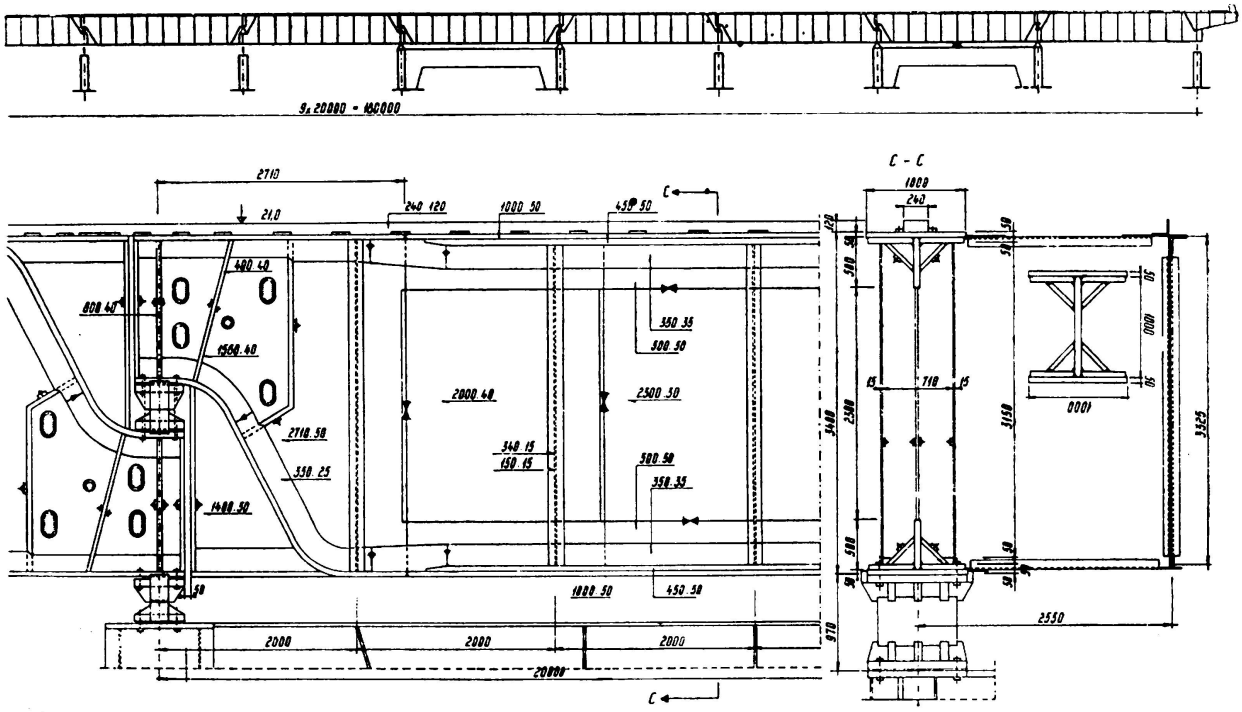
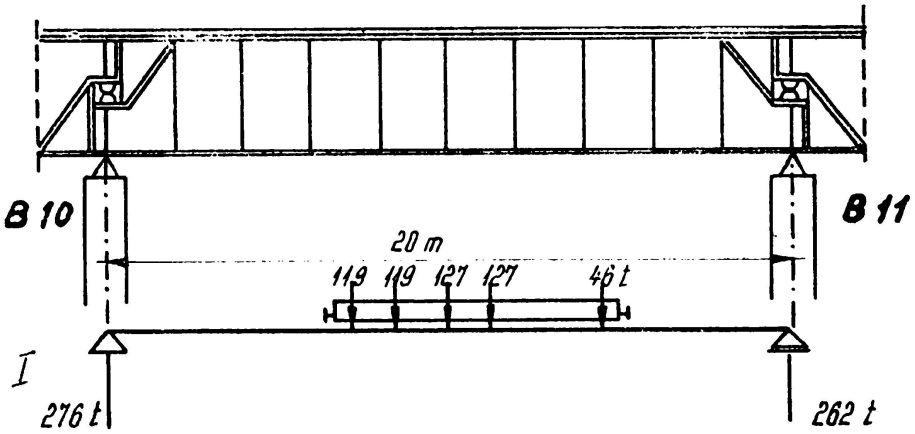
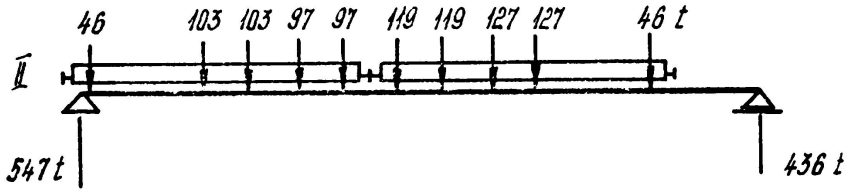



ABB. 3

durch die 240 mm breite Kranschiene in die Aussteifungen und von dort in die horizontalen Träger zu leiten. Die grossen Biegemomente und Querkräfte bedingten dicke Profile und Schweissnähte; ein Spannungsfreiglühen der schweren Träger war ratsam, wegen damals (Ausführung im Jahre 1953) noch fehlender grosser Glühöfen, im ganzen jedoch nicht ausführbar. Es wurde daher teilweises Spannungsfreiglühen ausgeführt,




| | $\delta_M$ | $\delta_T$ | $\delta$ |
|---|---|---|---|
| $\delta_1 = \delta_M + \delta_T$ (cm) | 0,532 | 0,201 | 0,733 |
| $\delta_2$ (cm) | – | – | 0,741 |




| | $\delta_M$ | $\delta_T$ | $\delta$ |
|---|---|---|---|
| $\delta_1 = \delta_M + \delta_T$ (cm) | 0,820 | 0,283 | 1,103 |
| $\delta_2$ (cm) | – | – | 1,031 |

ABB. 4

indem zunächst ein hoher Träger aus 50 mm Blech nach Abb. 3 mit Automaten geschweisst und dann geglüht wurden. Diese Träger wurden mit Brennschnitt zerteilt und dann an das 30 mm starke Stehblech angeschweisst. Die geschweiften Endstücke der Träger sind separat gefertigt, auch spannungsfreigeglüht und mit durchgehenden Stumpfnähten an den Mittelteil angeschweisst. Zwecks Ermöglichung der Schweissung der Gurtplattennähte sind in den dachförmigen Gurtteilen

Fenster ausgespart. Die Schweissung wurde in der Werkstatt ausgeführt, Schweissnähte geröngt. Das Stehblech der Endstücke ist 50 mm stark und in der Nähe der Auflager durch Beilagen auf 130 mm verstärkt. Die Kranbahnträger (Gewicht etwa 77 t) sind als Ganzes zur Baustelle transportiert worden, die horizontalen Versteifungsträger sind genietet.

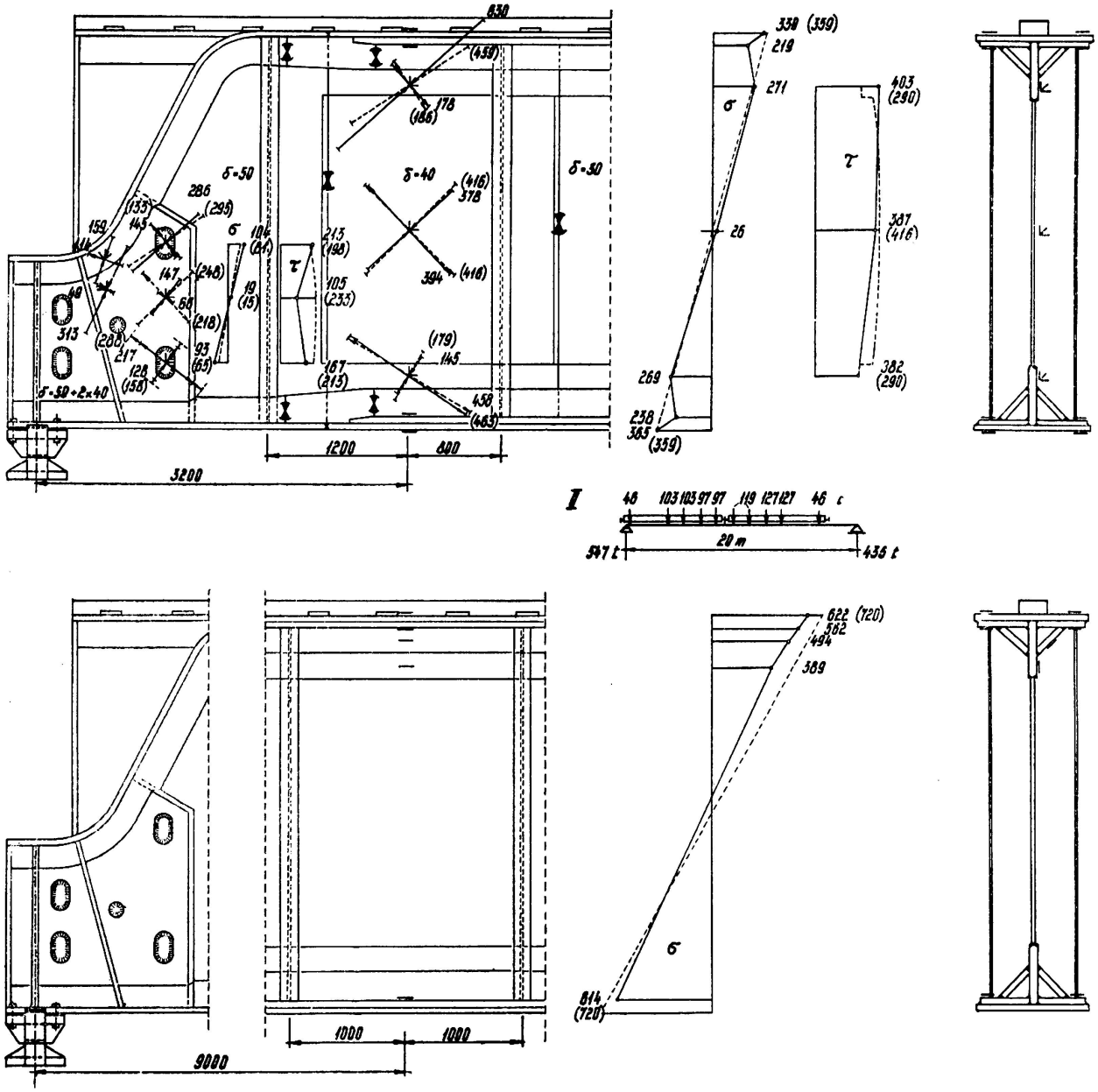



Abb. 5

Die 36 hohen Rahmen der Werkshalle haben Kastenquerschnitt und wurden auf der Baustelle aus grossen Teilstücken geschweisst.

Bei der Belastungsprobe wurde die Durchbiegung gemessen und an einigen Stellen auch Spannungsmessungen ausgeführt. Die Durchbie-

gungen (siehe Abb. 4.) waren vollkommen elastisch und stimmten gut mit der Berechnung überein: bei der Berechnung musste der Anteil der von den Querkräften herrührenden Durchbiegung berücksichtigt werden; er beträgt etwa 30 %. Der Einfluss der geschweiften Enden auf die Durchbiegungen wurde hiebei geschätzt.

Abb. 5. zeigt die Ergebnisse der Spannungsmessungen, die in Betriebspausen ausgeführt wurden. Gemessen wurde mit Widerstandsmesstreifen und Rosetten. Sie beweisen das einheitliche Zusammenwirken des gesamten Querschnittes in Trägermitte und den grossen Einfluss der Querkräfte an den Trägerenden.

Die Messungen zeigen, dass die inneren Lamellen in der Nähe Anfänge noch nicht voll mittragen. Auch die Verstärkungsbeilagen sind in der Nähe der Stirnkehlnähte noch nicht voll mittragend, wie aus dem grossen Unterschied der Messwerte an der Oberfläche der Beilagen und am Grunde der öffnungen für die Kehlnähte auf dem mittleren Stehblech zu ersehen ist. Den Messungen ist ausserdem jedoch zu entnehmen, dass die Verstärkungsbeilagen doch ausreichend zum Mittragen herangezogen werden. Die in Klammern beigefügten Zahlen geben die nach der üblichen Spannungsberechnung sich ergebenden Rechenwerte. Die Unterschiede sind nicht allzugross.

Das gebrachte Beispiel zeigte die Möglichkeit der Anwendung der Schweisstechnik auch bei «schweren» Konstruktionen. Der Gewichts-und Kostenvergleich mit genieteten Trägern fällt eindeutig zu Gunsten der geschweissten Ausführung aus.

Das Gewicht der geschweissten Kranbahn aus Stahl 37 war geringer als das Gewicht einer genieteten Kranbahn aus Stahl 52, ganz zu schweigen von den Schwierigkeiten bei der Ausführung der Komplizierten konstruktiven Formen in Nietbauweise.

## ZUSAMMENFASSUNG

Angaben über Entwurf, Ausführung und Belastungsprobe der Konstruktion einer Kranbahn von 20 m Stützweite für 300 t Laufkrane. Belastung entspricht 8 Schnellzugslokomotiven übereinander. Wahl der Querschnittsform einwandig mit torsionssteifen Gurten.

Belastungsprobe: Vergleich der Messwerte/Durchbiegung und Spannungen mit der Rechnung. Grosser Einfluss der Querkraft.

## RESUMO

Algumas ideias sobre projecto, execução e ensaios de carga de uma ponte rolante de 300 t e 20 m de vão. A carga equivale a 8 locomotivas de comboio rápido sobrepostas. Escolha da forma da secção transversal com chapas de reforço contra a torsão.

Ensaio de carga: comparação dos valores medidos da flexão e das tensões com os do cálculo. Influência importante do esforço transverso.

## RÉSUMÉ

Quelques idées sur le projet, l'exécution et l'essai de charge d'un pont roulant de 20 m de portée et 300 t de force. La charge équivaut à 8 locomotives de train rapide superposées. Choix de la forme de la section transversale munie de raidisseurs de torsion.

Essai de charge: comparaison des valeurs mesurées de la flexion et des contraintes avec celles du calcul. Influence importante de l'effort tranchant.



## SUMMARY

A few ideas on the design, construction and load testing of a 20 m span, 300 t load travelling crane. Load corresponds to 8 fast train engines on one another. Choice of the shape of a torsion stiffened cross-section.

Load testing: comparison of measured values of bending moments and stresses with the design values. Great influence of the shearing force.

# III a 2

## Tests with welded light-weight deck structures

## Versuche mit geschweissten Leichtfahrbahn-Konstruktionen

## Ensaios de estruturas ligeiras de tabuleiros soldados

## Essais sur charpentes légères de tabliers soudés

PROF. DR. CH. SZÉCHY

*Techn. University*

Budapest

### A. *Description of the structures tested*

Preliminarily to the construction of a new highway-bridge over the Danube in Budapest, elaborate large-scale tests were carried out with various types of welded bridge floor structures. The test elements were prepared in natural size with 9,30 m length and 7,0 m width and comprised 5 different types (Fig. 1).

*Test floor-system n° I.* was composed of cylindrical steel shell segments, 5 mm thick, supported underneath by welded T beams at 1380 mm intervals and stiffened at the top with quality concrete filling layer, 3 cm thick over the crown and 10 cm at the spandrels, the cooperation of which was secured by simple oblique dowels of flat-steel, placed at 50 cm intervals and welded along two rows on the extrados of the shell. In addition, a steel wire-mesh of 1 mm ø wires and 4 cm spacing was laid just below the top-surface of this concrete filling. Thereupon was laid the road surfacing, consisting of a 1 cm thick bituminous insulating layer, 4 cm protective layer of concrete and 5 cm asphalt coating on top, which, actually, was the same for all systems.

*N° II.* was of the same type, differing only in the spacing and form of the upper stiffening diaphragms of the shell plate.

*The floor-system n° III.* was composed of a flat steel-sheet (orthotropic-plate) 5 mm thick, welded on underlying steel-joists N° 24, also placed at 1380 mm intervals. The plate was stiffened from underneath by 200 × 8 mm diaphragms and a certain cooperation was secured at the top by welded sinusoidal standard road-surface reinforcing mat of flat bars (15 × 3 mm).

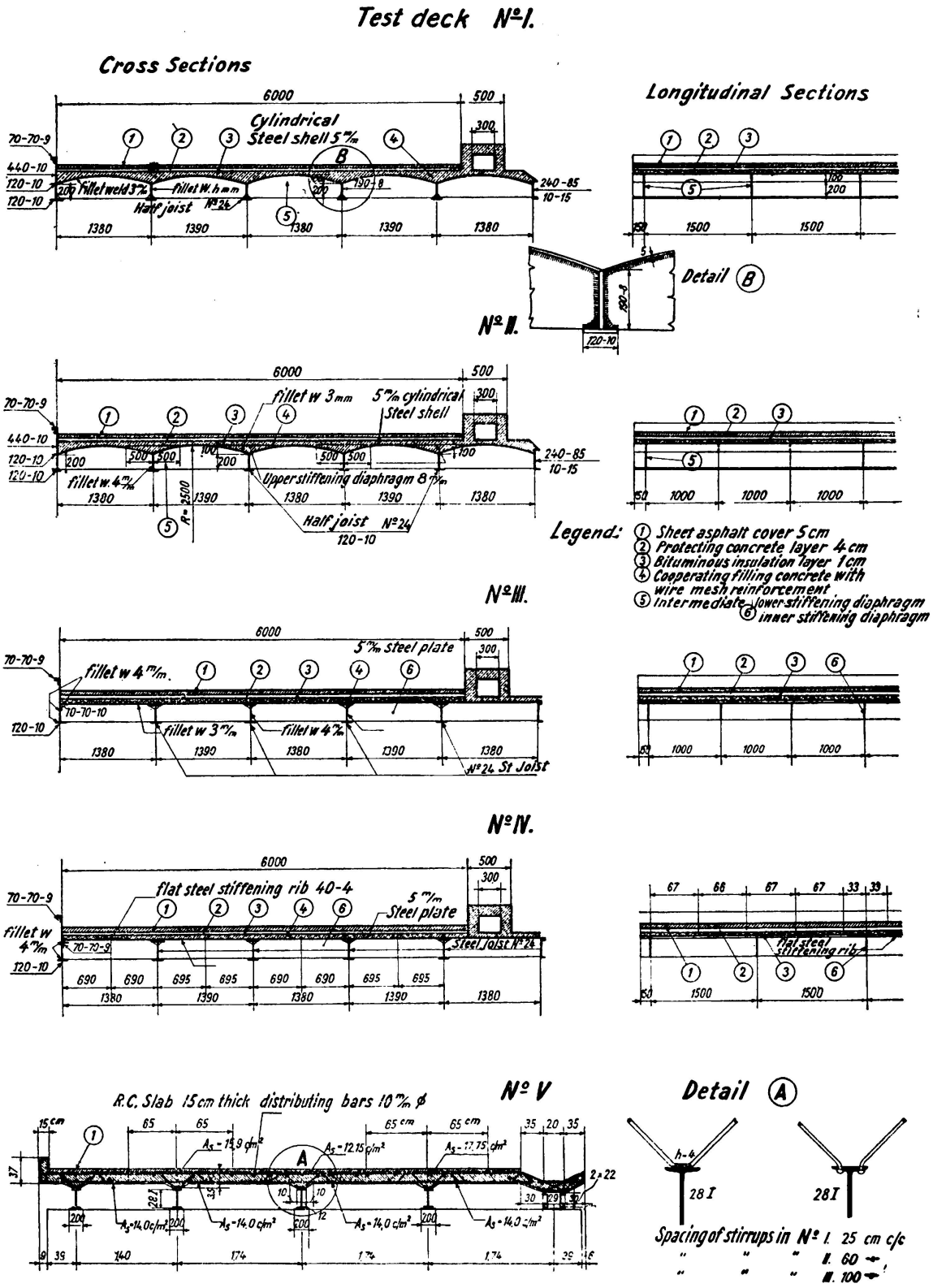



FIG. 1. Cross-section of the tested light-weight deck-structures

*N° IV.* was also of the flat-steel sheet type, differing from N° III again in the spacing and type of stiffening elements. Here the upper system consisted of 40 × 4 flat bars welded in a net of 67 × 140 cm.

*N° V.* was of the normal composite girder type, consisting of N° 28 steel joists cooperating with the upper 15 cm thick slab.

Compared to the the usual deck constructions the reinforced concrete tests-floors N°s I-IV. showed a reduction in deadweight of about 30-40 % with the same quantity of steel (varying between 230-280 kg/cm² and 80-98,2 kg/m² resp.) while the composite structure N° V. showed a reduction of steel of 30-40 % while keeping the same dead-weight figures

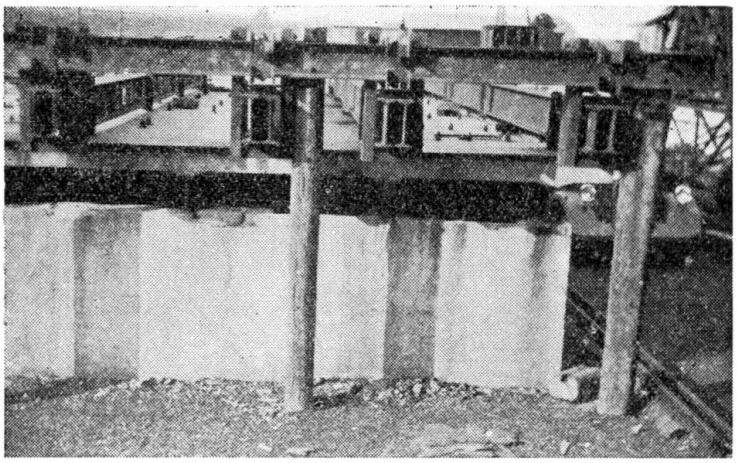


FIG. 2. View of the test-installation with supporting reinforced concrete piers and cantilever loading arms

(54 kg/m² and 420 kg/m²). The steel structure of the test pieces was delivered after fabrication to the test-field and placed on four reinforced concrete supporting columns spaced at 3,0 m intervals (in conformity with the distribution of cross-girders on the bridge).

*Statical test loading* was carried out through cantilever arms extending at the center of each span over the whole width of the test piece, and was effected in five variations (Fig. 2).

*Dynamic loading* was carried out by a vibrating machine of the *Losenhausen-type,* weighing 1140 kg and having a centrifugal force of 2000 kg. The static weight of this apparatus was increased to 3500 kg by means of counterweights which corresponded practically to the maximum wheel load.

B. ***Test results***

1) *Stresses in the stringers*

FIG. 3. shows the measured tensile stresses (and their mean values) at the lower-fiber of the longitudinal stringer elements in cross-section «C» under the loading axis «$\alpha$» and «$\alpha + \beta$». It was found that these

values corresponded to the calculated values only when a *perfect cooperation* was assumed between the steel shell-plates and the filling concrete layers. It was also found, that the maximum values did not reach the permissible stress-limit of 1400 kg/cm², but a considerable safety margin

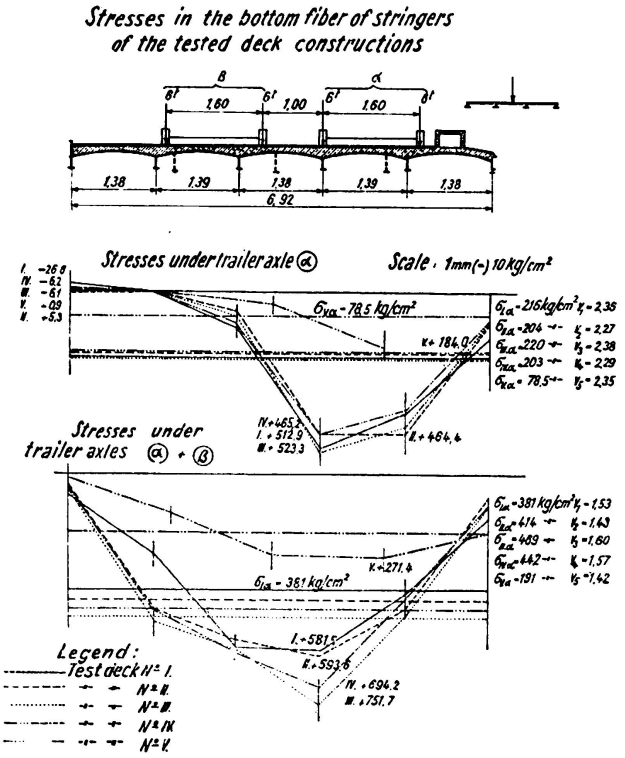



FIG. 3. Measured stresses under static loading with two 12ᵗ axes

was left. In all cases, even if the impact factor of *1,5* was considered, the ratio of $\frac{\sigma_{perm}}{\sigma_{max}} = \nu$ was well beyond unity and varied with the different types as follows:

$$\text{N° I.} \quad \sigma_{max} = 1033 \text{ kg/cm}^2; \quad \nu = \frac{1400}{\sigma_{max}} = 1{,}36$$

$$\text{N° II.} \quad \sigma_{max} = 1055 \text{ kg/cm}^2; \quad \nu = \frac{1400}{\sigma_{max}} = 1{,}33$$

$$\text{N° III.} \quad \sigma_{max} = 1336 \text{ kg/cm}^2; \quad \nu = \frac{1400}{\sigma_{max}} = 1{,}05$$

$$\text{N° IV.} \quad \sigma_{max} = 1246 \text{ kg/cm}^2; \quad \nu = \frac{1400}{\sigma_{max}} = 1{,}12$$

$$\text{N° V.} \quad \sigma_{max} = 503 \text{ kg/cm}^2; \quad \nu = \frac{1400}{\sigma_{max}} = 2{,}78$$

These figures show the absolute superiority of the composite-deck N° V. and the relative superiority of the cylindrical-shell types N° I. and II.

2) *Stresses in the cylindrical or flat plates.*

This steel sheeting is subject to composite stresses longitudinally, acting as compression flanges of the stringers and transversally by their direct load carrying part between the stringers. The longitudinal component is largest at the stringer axis itself, whereas the transversal component is preponderant at the center of each bay. Therefore the cross-

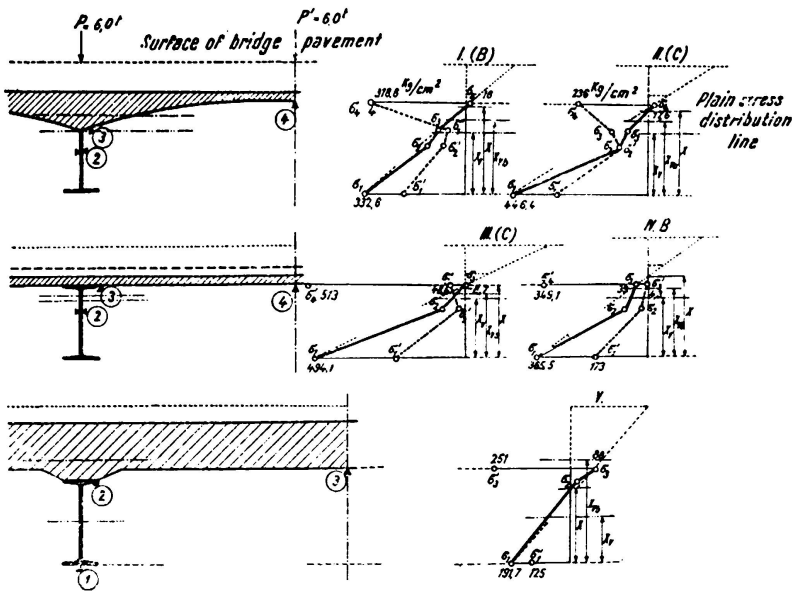



FIG. 4. Measured distribution of stresses in the cross sections

-section may be regarded as uniform only when the stiffening of the sheeting is sufficient to ensure a perfect cooperation between stringer and sheeting, by means of the diaphragms. Fig. 4. shows the stress distribution flow in one cross section. The location of tensometers is shown and it is seen, that the measured values do not form a continuous line, a decisive break being visible at the junction plane of the sheeting. Where the lower stiffening diaphragms are stronger (N° I. and N° III.) this break is, of course, smaller. The location of the load also makes a great difference in the stress distribution. This is shown by the dotted lines, which represent the case when the wheel load is acting at the center of the span. The most regular stress distribution line was obtained with the ordinary composite-girder type where this is due to the large cross-sectional rigidity of the reinforced concrete slab.

The stress diagrams also indicate, that *compression was carried almost exclusively by the filling concrete* or by the reinforced concrete slab, thus giving an excellent *proof of cooperation.*

The numerical values of the measured stresses were well under the calculated ones, whatever the theory they were compared to (Marcus etc.). The ratios of $\nu = \frac{\sigma_{perm}}{\sigma_{max}}$ of the tested types were the following:

| | | | |
|---|---|---|---|
| N° I. | Test | piece | $\nu = 4{,}70$ (3,04) |
| N° II. | » | » | $\nu = 3{,}15$ (2,04) |
| N° III. | » | » | $\nu = 1{,}80$ (1,80) |
| N° IV. | » | » | $\nu = 2{,}70$ (2,20) |
| N° V. | » | » | $\nu = 2{,}75$ |

These results clearly show, that the lower diaphragms are more effective (N° I. and IV.). An effectively cooperating upper concrete filling layer, 3 cm thick was quite sufficient to prevent any kind of buckling. *Furthermore the superiority of cylindrical shells (Test piece N° I.) appears clearly* over flat steel sheets. (N° III. and IV.). (This is naturally partly due to the greater structural depth; the reduced «ν» values referring to a reduced uniform depth are therefore shown in dashes).

3) *Tests of composite action*

In order to prove the value of composite action all the test-constructions finally underwent a very serious dynamic-test loading. The Losenhausen-type oscillator was placed and anchored at the center of the middle span and the test constructions were subjected in turn, to their own oscillation frequency, to 6 million loading cycles. The stresses and deflections of all stringers were previously measured under this static loading, checked constantly during the test and finally controlled after 6 million loading cycles. It was seen that, with no exception, *neither the stresses nor the deflections increased.*

Then the span of the test constructions was increased to *6 m* and all of them were subjected again to 6 million additional loading cycles. The ensuing control-measurement showed a general increase in the deflections amounting up to *7-26* %, although, even then no failure took place. This indicated however a certain slackening of the bond between steel and concrete. (The greatest deviation was shown by test-deck N° II. which indicated that the upper stiffening diaphragms were not equal to the lower ones). Finally all test-constructions failed after a few thousand loading cycles when oscillated again over a 9,0 m span.

It must also be pointed out, that the favourable fatigue results were partly due to the favourable location of welds which were at about the level of the neutral axis.

4) *Transversal load distribution*

Test results are shown on Fig. 5. The dotted lines represent the calculated values computed after *Leonhardt,* and the full lines correspond to the measured values. It is quite clear that the peak values of these load distribution influence lines are smaller than the calculated ones, and

no negative values were measured in the neighbouring spans. The loss in the area is however equalised either by the larger area of the neighbouring spans or by the larger load transmission capacity of the structures.

The effect of the cooperating slab-width and of the rigidity of the stiffening diaphragms is considerable. The second diagram of Fig. 5 clearly indicates the difference of the load distribution influence lines, when no diaphragm (dotted line) and when a simple diaphragm (190×8 web

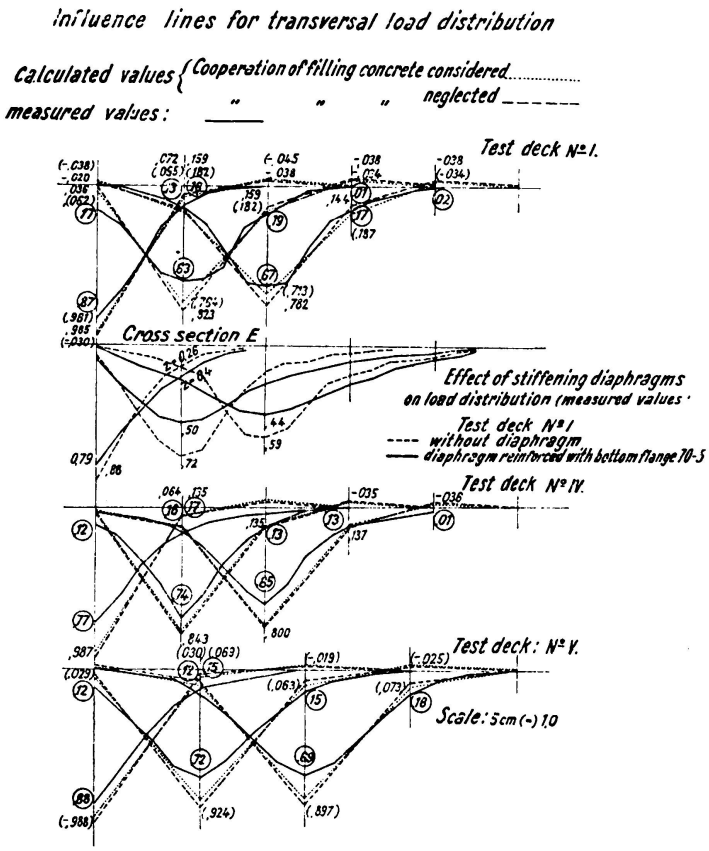



FIG. 5. Influence lines for transverse load distribution

70 × 8 flange, full line was applied. It also appeared from the tests, that the increase in rigidity of the transversal diaphragms is not in direct ratio with the load distributing effect, but beyond a certain limit $\left(\text{if } z = \frac{I a}{I} \cdot \frac{l^3}{2\alpha^3} = 0{,}5\right)$ it is not economical.

The *cooperating slab-width* also differs from the usually calculated strip-width. The author has stated, that the working surface of the slab under a point load will take the shape of a rhomb, extending in longitudinal direction to the nearest cross girders and in transversal direction over the two neighbouring spans. (Fig. 6). For a section at a distance $x$ from the point-load, this width may be expressed as $s = 1\left(1 - \frac{4a}{x}\right)$ until $x \leq 2a$ and $s' = \frac{l \cdot a}{x}$ when $x \geq 2a$.

*The results of the test may finally summarised as follows:*

1) The application of well bonded and reinforced filling concrete, laid over cylindrical steel shell-plates or flat-steel sheeting, even in a minimum thickness of 3-5 cm-s, is very advantageous and raises considerably its bearing capacity.

2) The composite action between steel sheeting and concrete may be ensured by the simplest means (dowels and wire mesh) and an additional 2-3 cm thick layer of concrete may suffice as wearing surface, when the steel is noncorrosive and is alloyed with 0,3-0,5 % Cu.

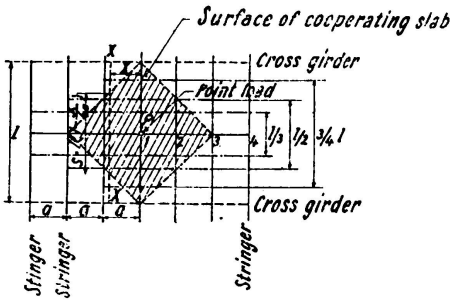



FIG. 6. Proposed shape of cooperating slab-width

3) The rigidity of the whole deck-construction may be very effectively raised by simple diaphragms welded underneath the sheeting. These are more effective than those welded on the top.

4) The use of cylindrical shell-plates seems to yield certain advantages as to the bigger rigidity, less weight and favourable location of welded joints but the transversal load transmission capacity is smaller, than that of the flat-steel sheeting (orthotropic-plate).

5) The cooperating slab-width may be better computed by the advised approximation, than with the usual prescriptions, which did not correspond to the test measurement.

6) The load transmitting action must not be extended beyond the two neighbouring spans on each side. The trend to increase this by raising the rigidity of the transversal diaphragms is economical only to a certain extent, the limit being such that *Leonhardt's* z value should not usually exceed 0,5 or as an ultimate maximum: 1,0.

## SUMMARY

Full size tests were carried out with five types of light-weight deck-structures. Stringers and slab of all five types operated as composite structures. Altogether two welded cylindrical shell-plate, two welded flat-shell-plate (orthotropic) and one current composite structures were tested.

The measured stress and deflection values were compared with theoretical values (Leonhardt, Marcus) and it was shown that cooperation between the composite elements is more favourable than expected; this cooperation can be ensured, even between the steel plate and filling concrete layer, by the simplest means. The favourable location of welds and the effective bond of composite elements has also proved successful against fatigue action.

The stress- deflection diagrams and the comparative figures give ample information on the test results.

## ZUSAMMENFASSUNG

Grossversuche mit fünf verschiedenartigen Leichtfahrbahnkonstruktionen. Die Versuchskonstruktionen wurden statischen Radlasten und dann dynamischen Schwingerlasten unterworfen.

Die Längsträger und Deckplatte wurden bei allen Typen als Verbundkonstruktionen ausgebildet.

Es wurden insgesamt 2 geschweisste Buckelblechdecken, 2 geschweisste Flachblechdecken und 1 Verbundkonstruktion geprüft.

Die gemessenen Spannungs- und Durchbiegungswerte wurden mit den Angaben der annähernden Berechnungsergebnisse (Leonhardt, Marcus) verglichen, und es hat sich ergeben, dass die Lastverteilung zwischen den einzelnen Elementen in der Tat viel einheitlicher und günstiger ist. Die Verbundwirkung selbst zwischen Buckelblechen oder Flachblechen und Ausfüllbeton kann mit den einfachsten Mitteln und schon bei ganz geringen Beton-Abmessungen wirksam gesichert werden. Die günstige Anordnung der Schweissstellen und der wirksame Verbund zwischen Stahlplatte und Ausfüllbeton bietet ein Gewähr gegen Ermüdungserscheinungen.

Die Spannungs- und Durchbiegungsdiagramme und vergleichenden Zahlentafeln geben eine klare Übersicht über die Versuchsergebnisse.



## RESUMO

Efectuaram-se ensaios à escala natural em cinco tipos diferentes de estruturas de tabuleiros em que as vigas e a laje trabalhavam em conjunto. Ensaiaram-se ao todo duas estruturas com chapas cilíndricas soldadas, duas com chapas planas (ortotrópicas) e uma de construção mixta corrente.

Os valores medidos das tensões e das flechas foram comparados com os valores teóricos (Leonhardt, Marcus) e verificou-se que a cooperação dos elementos mixtos é mais favorável do que é normalmente admitido; esta cooperação pode ser obtida, mesmo entre a chapa e a camada de betão de enchimento, por meios muito simples. A localização favorável das soldaduras e a ligação efectiva entre os diversos componentes também provaram ser eficazes na resistência à fadiga.

Os diagramas tensão-deformação e os valores comparativos dão uma ideia clara dos resultados dos ensaios.



## RÉSUMÉ

Des essais en vraie grandeur ont été effectués sur cinq types différents de structures de tablier où les poutres et la dalle travaillaient ensemble. Ces essais ont porté sur deux structures comprenant des tôles cylindriques soudées, deux comprenant des tôles planes (orthotropiques) et une en construction mixte courante.

Les valeurs mesurées des contraintes et des flèches ont été comparées aux valeurs théoriques (Leonhardt, Marcus) et il a été constaté que la

coopération des éléments mixtes est plus favorable qu'il n'est généralement admis; cette coopération peut être obtenue, même entre la tôle et la couche de béton de remplissage, par des moyens très simples. La disposition favorable des soudures et la liaison effective entre les divers éléments se sont également révélés efficaces contre les effets de la fatigue.

Les diagrammes contraintes-déformations et les valeurs comparées permettent de se faire une idée claire des résultats des essais.

# III a 3

## Zur Dauerfestigkeit von Schweissnähten

## Resistência à fadiga dos cordões de soldadura

## Résistance à la fatigue des cordons de soudure

## Fatigue resistance of welds

PROF. DR. F. STÜSSI
*E. T. H.*
Zürich

Die von Dr. C. Popp (1) mitgeteilten Versuchsergebnisse der Deutschen Bundesbahn über die Dauerfestigkeit von stumpf geschweissten Stäben aus Baustahl St. 37 und St. 52 wurden mit der in der I. Arbeitssitzung skizzierten Theorie (2) verglichen. Eine gewisse Schwierigkeit ergab sich bei dieser Auswertung deshalb, weil die Versuchswerte der geschweissten Stäbe auf die Festigkeitswerte des glatten Vollstabes ohne Walzhaut zu orientieren waren, für die jedoch keine Versuchswerte vorlagen; diese eigentlichen Materialfestigkeiten mussten deshalb durch Extrapolation bestimmt werden, was immer mit einer gewissen Unsicherheit belastet ist. Die Ergebnisse der Auswertung, die in Figur 1 für Baustahl St. 52 als Beispiel dargestellt sind, lassen sich durch die folgenden Kennwerte zusammenfassen:

| | St. 37 | St. 52 |
|---|---|---|
| Vollstab glatt | $\sigma_z = 4{,}46$ | 5,20 t/cm² |
| | $\sigma_w = 1{,}80$ | 2,30 t/cm² |
| Vollstab mit Walzhaut | $\varphi_w = 0{,}93$ | 0,89 |
| Stumpfnaht Sondergüte | $\varphi_w = 0{,}90$ | 0,79 |
| Stumpfnaht Normalgüte | $\varphi_w = 0{,}75$ | 0,70 |

(1) C. POPP — Neuere Erkenntnisse und Versuchsergebnisse anlässlich der Neubearbeitung der Vorschriften der Deutschen Bundesbahn für die Berechnung geschweisster Eisenbahnbrücken. V. Kongress der I. V. B. H., Lissabon 1956, Vorbericht S. 483.

(2) F. STÜSSI — Zur Theorie der Dauerfestigkeit V. Kongress der I. V. B. H., Lissabon 1956, Schlussbericht.

Die Versuchswerte beziehen sich auf $2 \cdot 10^6$ Lastwechsel. Es ist zu beachten, dass die Festigkeit des als St. 37 bezeichneten normalen Baustahls einem hochwertigen Baustahl St. 44 entspricht, was bei der Aufstellung zulässiger Beanspruchung für St. 37 berücksichtigt werden sollte.

Das Ergebnis unserer Auswertung ist eindeutig: die Festigkeitsabnahme einer Stumpfnaht gegenüber dem glatten Vollstab zeigt genau

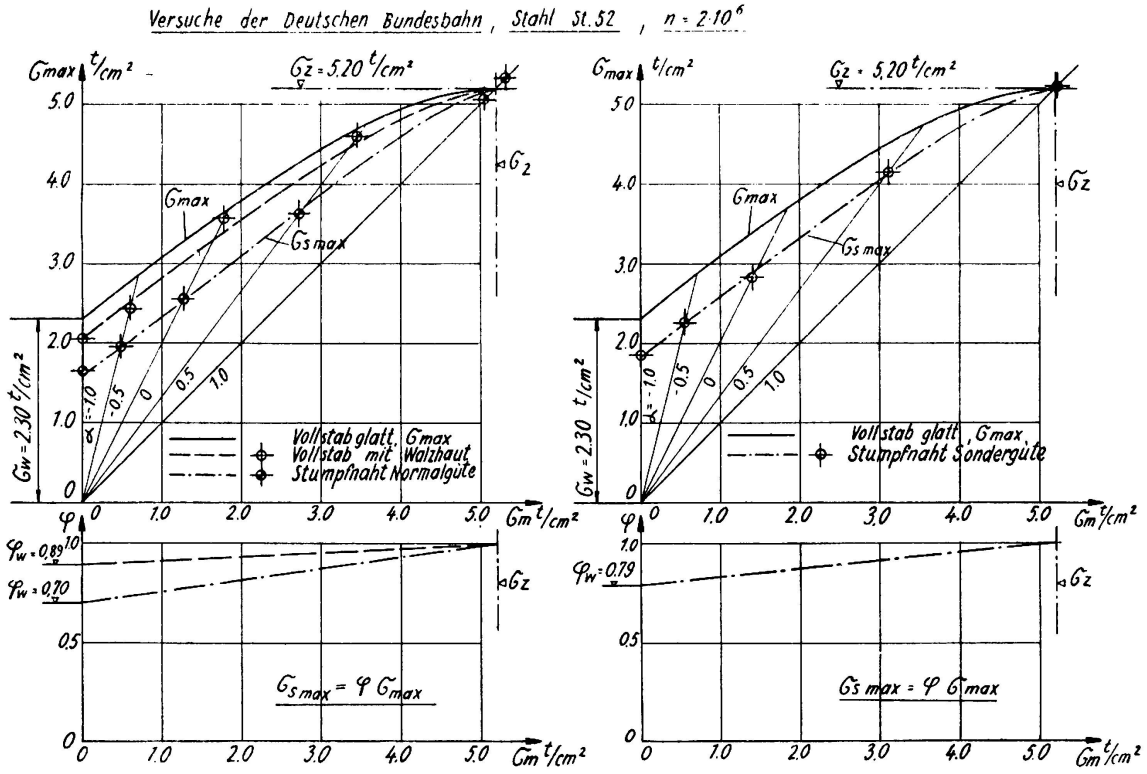



FIG. 1

den gleichen Zusammenhang, wie die Festigkeitsabnahme eines gelochten oder gekerbten Stabes,

$$\sigma_{s\,max} = \varphi \cdot \sigma_{max}$$

und kann somit wegen der Beziehung

$$\varphi = \frac{\sigma_z \cdot \varphi_w + \sigma_m \cdot (1 - \varphi_w)}{\sigma_z}$$

für eine gegebene Lastwechselzahl durch die einzige Kenngrösse $\varphi_w$ erfasst werden. Es sei noch festgehalten, dass die numerische Grösse der Kerbzahlen $\varphi_w$ durch weitere Versuche zu überprüfen sein wird; wesentlich ist der gefundene Zusammmenhang.

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Vergleich der von Dr. C. Popp im Vorbericht mitgeteilten Versuchsergebnisse mit unserer Theorie der Dauerfestigkeit führt zur Feststellung, dass der Einfluss einer Stumpfnaht auf die Dauerfestigkeit einer Kerbwirkung gleichzusetzen ist und damit rechnerisch in der gleichen einfachen Form erfasst werden kann, wie der Einfluss einer Lochschwächung.

## RESUMO

Comparando os resultados dos ensaios descritos pelo Dr. C. Popp com a teoria da resistência à fadiga exposta pelo autor, conclui-se que a influência de uma soldadura de topo na resistência pode ser comparada ao efeito de entalhe e pode portanto calcular-se da mesma forma que o efeito de enfraquecimento devido à presença de um orifício.

## RÉSUMÉ

En comparant les résultats des essais décrits par le Dr. C. Popp avec la théorie de la résistance à la fatigue exposée par l'auteur, on voit que l'influence d'une soudure bout à bout sur la résistance peut être comparée à l'effet d'entaille et peut donc être calculée de la même façon que l'effet dû à la présence d'un orifice.

## SUMMARY

Comparing the results of the tests described by Dr. C. Popp with the author's theory of the fatigue strength, it is seen that the influence of a butt weld upon the resistance can be compared to the influence of the notch effect and can, therefore, be computed in the same way as the effect of an orifice.

Leere Seite
Blank page
Page vide

# III a 4

## Über neue Dauerfestigkeitsversuche mit Schweissverbindungen aus St 52 und neue zulässige Spannungen

## Novos ensaios de resistência de longa duração com ligações soldadas de aço A 52 e novas tensões admissíveis

## Nouveaux essais de résistance de longue durée sur des joints soudés en Acier A 52 et nouvelles contraintes admissibles

## New long time load tests with St 52 steel welded joints and new design stresses

PROF. DR.-ING. E. h. K. KLÖPPEL
Darmstadt

Im Anschluss an die von Herrn Dr.-Ing. Popp, München, im Vorbericht mitgeteilten Dauerversuchsergebnisse an Flachstäben, die als Vollstäbe die Versuchsreihe A, mit Stumpfnaht-Sondergüte die Versuchsreihe B und mit Stumpfnaht-Normalgüte die Versuchsreihe D darstellen, können jetzt die entsprechenden Werte für Flachstäbe mit einseitiger Querversteifung als Versuchsreihe $C_2$, mit Kreuzstoss durch K-Naht als Versuchsreihe $E_1$ und mit Kreuzstoss durch Kehlnähte als Versuchsreihe $F_1$ bekanntgegeben werden und zwar für St 52, der für alle Prüfkörper derselben Charge entstammt. Für diese Stahlart wurden auch die erstgenannten Versuche im Institut des Verfassers (Ingenieurlabor der Technischen Hochschule Darmstadt) gefahren. Es sind Versuche des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, an denen die Deutsche Bundesbahn massgeblich beteiligt ist.

Im Rahmen dieses kurzgefassten Diskussionsbeitrages soll zunächst nur die Frage nach der Sicherheit beantwortet werden. Die vor etwa drei Jahren neu festgelegten zulässigen Spannungen zul $\sigma_D$ für geschweisste Eisenbahnbrücken der Deutschen Bundesbahn stellen gegenüber den früheren Werten allgemein Erhöhungen dar. Bei neu hinzugekommenen Nahtarten, wie beispielsweise bei der K-Naht, entfällt natürlich dieser Vergleich.

Bei der Einführung der Bemessung auf Dauerfestigkeit in die Berechnungsgrundlagen für stählerne Eisenbahnbrücken im Jahre 1934 begnügte

man sich mit einem sehr kleinen spannungstechnischen Sicherheitsgrad $\nu$ (Verhältnis der experimentell ermittelten Dauerfestigkeit $\sigma_D$ zur zulässigen Spannung bei Dauerbeanspruchung zul $\sigma_D$). Er war beispielsweise bei Nietverbindungen aus St 52/44 für Ursprungsbeanspruchung ($\varkappa = 0$), kaum grösser als Eins, wie die umfassenden Dauerversuche der ehemaligen Deutschen Reichsbahn und des Deutschen Stahlbau-Verbandes [1] ausweisen. Diese Entscheidung rechtfertigte sich durch den belastungsstatistisch begründeten Sicherheitszuschuss, der darin besteht, dass das zweimillionenfache Auftreten der der Bemessung auf Dauerfestigkeit zugrundeliegenden Höchstspannung in absehbarer Zeit unwarscheinlich ist. Von dieser Grundlage muss aber umso mehr abgewichen werden, d. h. der spannungstechnische Sicherheitsgrad $\nu = \sigma_D$: zul $\sigma_D$ muss umso grösser gewählt werden, je empfindlicher eine Verbindung gegenüber Herstellungsfehlern und Unterhaltungsmängeln ist. Während in dieser Hinsicht eine Nietverbindung wenig empfindlich ist, dafür aber eine verhältnismässig niedrige Dauerfestigkeit besitzt, können bei bearbeiteten Schweissverbindungen beispielsweise schon geringfügige Beschädigungen der Oberflächen die im Dauerversuch ermittelte Widerstandsfähigkeit stark vermindern. Hierzu gehört die Stumpfnaht-Sondergüte (Reihe B), die im Bereich der Naht bündig und planparallel geschlichtet ist, also keine mit unbewaffnetem Auge erkennbare Kerbe aufweist.

Sämtliche bisher neu ermittelten Dauerfestigkeitswerte $\sigma_D$ liefern für die Sicherheiten $\nu = \sigma_D$: zul $\sigma_D$ Werte grösser als Eins. Die Spannungen zul $\sigma_D$ entsprechen der bereits erwähnten neuen Bundesbahnvorschrift DV 848 (1955). Es ergaben sich die in Tafel 1 enthaltenen Sicherheiten $\nu$, wozu noch zu bemerken ist, dass für $\varkappa = +0{,}5$ nur die A-Linie, B-Linie und D-Linie gefahren wurde. In den anderen Fällen ist dieser Wert nach dem Kurvenverlauf geschätzt.

TAFEL 1

| Linie | $\varkappa =$ | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | $-1$ | $-0{,}5$ | 0 | $+0{,}5$ | $+1{,}0$ |
| A (Bild 1) | 1,41 | 1,43 | 1,51 | 1,93 | 2,1 |
| B (Bild 2) | 1,54 | 1,53 | 1,48 | 1,52 | 2.17 |
| D (Bild 3) | 1,83 | 1,75 | 1,75 | 1,59 | 2,21 |
| $C_2$ (Bild 4) | 1,38 | 1,33 | 1,43 | 1,50 | 2,19 |
| $E_1$ (Bild 6) | 1,96 | 1,74 | 1,60 | 1,45 | 2,19 |
| $F_1$ (Bild 9) | 1,53 | 1,46 | 1,26 | 1,18 | 2,20 |

[1] K. Klöppel, Zeitschrift «Der Stahlbau» 1936, Heft 13/14

Den Wöhlerlinien, die den einzelnen $\sigma_D$-Werten zugeordnet sind, liegen jeweils 9 Versuchskörper zugrunde. An Stelle der dem Wert $\varkappa = +1{,}0$ entsprechenden Dauerstandfestigkeit wurde die statische Zerreissfestigkeit, bezogen auf den ursprünglichen Querschnitt, verwendet. Alle Versuchskörper entstammen einer Charge mit Fliesspannung $\sigma_F = 3460$ kg/cm², Zerreissfestigkeit $\sigma_D = 5050$ kg/cm² und Bruchdehnung $\delta = 28{,}7$ %. Der Stabquerschnitt ist 70 mm breit und 14 mm dick. Geschweisst wurde durchgängig mit erzsauren Elektroden. Die Frequenz der Schenk'schen Dauerfestigkeitsmaschine betrug 33 Hertz, womit in den hier interessieren-

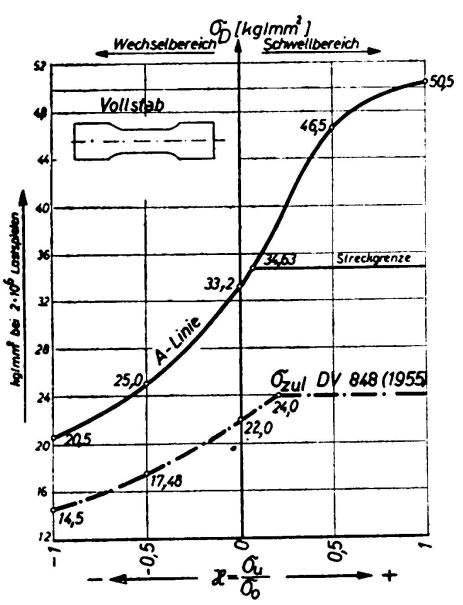



BILD 1

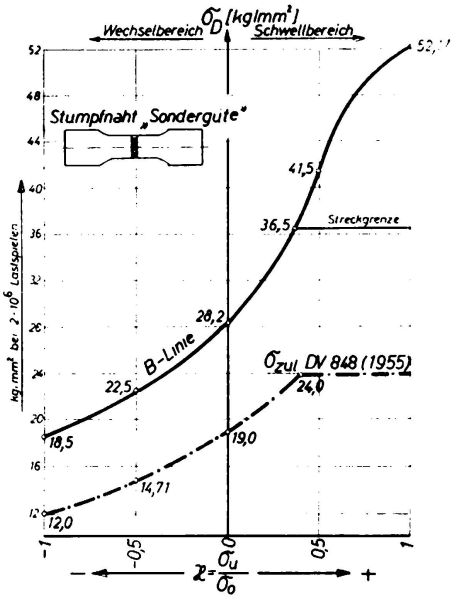



BILD 2

den Fällen ein spürbarer Unterschied gegenüber Ergebnissen, die auf Pulsatoren mit geringerer Frequenz bestimmt worden sind, nicht zu gewärtigen ist.

Im einzelnen ist zur A-Linie des an seinen Kanten abgefasten Vollstabes mit Walzhaut (Bild 1) zu bemerken, dass die Sicherheiten $\nu$ als ausreichend anzusehen sind, selbst mit Rücksicht auf die hier besonders starke Streuung der Versuchsergebnisse in der Wöhlerlinie. Als Vergleichsbasis eignet sich daher der gelochte Stab besser, der im dritten Abschnitt dieser Versuche berücksichtigt wird. Die Sicherheiten der B-Linie (Bild 2), Schweissnaht-Sondergüte, bündig geschlichtet und geröntgt, sind in Anbetracht der grossen Empfindlichkeit dieser Verbindung gegen Mängel keineswegs zu hoch. Es handelt sich hier um bewusst angestrebte Höchstwerte $\sigma_D$, wofür eine strenge Kontrolle und Aussonderung mangelhafter Prüfkörper sorgte. Der Anriss erfolgte von inneren, geringfügigen Fehlstellen aus. Die Dauerfestigkeiten $\sigma_D$ liegen demgemäss nur noch wenig niedriger als diejenigen der A-Linie. Eine weitere

Verminderung dieser Abweichung anzustreben, liesse sich mit der im Grossstahlbau vertretbaren Herstellungsgüte und Wartung kaum in Einklang bringen.

Die Sicherheiten der D-Linie (Bild 3) Schweissnaht Normalgüte mit geröntgter, unbearbeiteter aber relativ glatten Oberfläche der Schweissraupe sind im Vergleich zu den Sicherheiten der empfindlicheren B-Linie zu hoch, so dass hier eine Erhöhung der zulässigen Spannungen vertretbar wäre. Die D-Linie kann auch noch als untere Schranke der B-Linie aufgefasst werden. Erfreulicherweise liegen die zulässigen Spannungen zul $\sigma_D$ der B-Linie für $\varkappa = -1$ und $\varkappa = 0$ mit 12,0 und 19 kg/mm² noch erheblich unter den entsprechenden Dauerfestigkeiten $\sigma_D$ der D-linie mit 16,5 und 25,5 kg/mm².

Es folgen nunmehr die Ergebnisse des eben erst beendeten zweiten Versuchsabschnittes. Die $C_2$-Linie (Bild 4) trägt dem Fall Rechnung, dass beispielsweise gezogene Gurte durch Kehlnähte mit Quersteifen verbunden werden. Für den Bereich $-1 \leqq \varkappa \leqq \sigma$ sind die hierfür ermit-

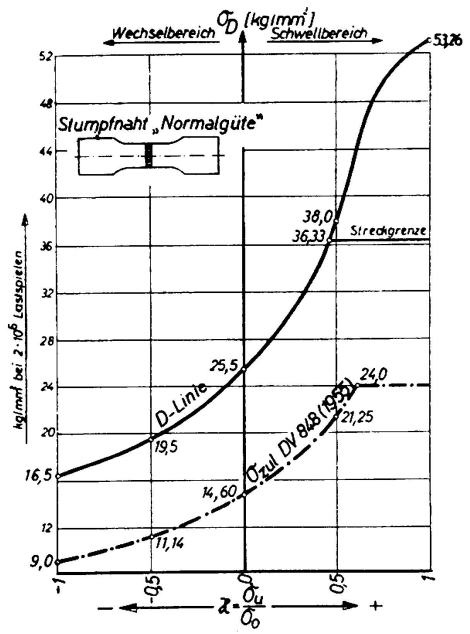



BILD 3

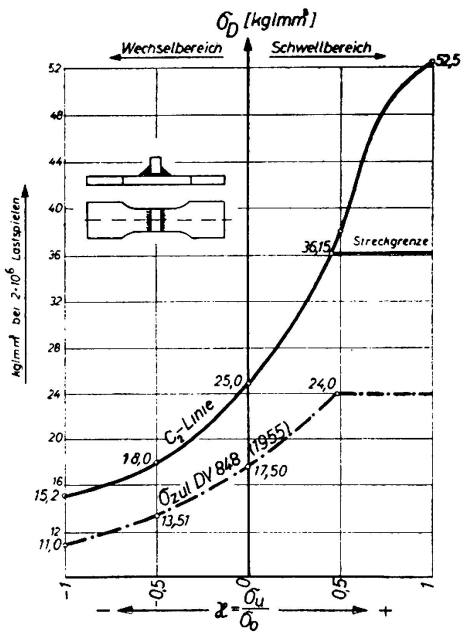



BILD 4

telten Sicherheiten die kleinsten für die in diesem Beitrag behandelten Prüfkörper. Dennoch können sie als ausreichend angesehen werden, zumal hier starke Schwankungen der Dauerfestigkeiten $\sigma_D$ infolge der Eindeutigkeit der grössten Kerbe — der Bruch erfolgte nach Bild 5 stets am Nahtbeginn — ausschalten und keine Herstellungsempfindlichkeit vorliegt.

Die Sicherheiten der $E_1$-Linie (Bild 6) des Kreuzstosses mit nichtgeröntgter, unbearbeiteter K-Naht liegen verhältnismässig hoch. Ihre Abminderung könnte erwogen werden, auch wenn zu berücksichtigen ist, dass die Schweissung sorgfältig genug ausgeführt werden muss, um eine

zu grosse Kerbe im Nahtinnern zu vermeiden. Bei den durchgeführten Versuchen entstanden die Dauerbrüche meist am Nahtübergang (Bild 7), weniger oft im Nahtinnern (Bild 8). Die Gefahr vorzeitigen Dauerbruches infolge Doppelungen des Querbleches kann durch Prüfung mittels Ultraschallwellen stark gemindert werden.

Die Sicherheiten $\nu$ der $F_1$-Linie (Bild 9) des Kreuzstosses mit unbearbeiteten Kehlnähten beweisen, dass man hier die Wechselfestigkeiten ($\varkappa = -1$) zu niedrig und die Schwellzugfestigkeiten ($\varkappa = +0{,}5$) zu hoch eingeschätzt hatte, was seine Erklärung wahrscheinlich in der hier nicht näher behandelbaren unterschiedlichen Gliederung des jeweils wirksamen Tragsystemes dieser Verbindung findet.

Eine Verminderung der zulässigen Spannungen zul $\sigma_D$ im Bereich $0 \leq \varkappa < 1$ könnte zu empfehlen sein, ebenso aber auch wegen der eindeutigen Kerbe — der Bruchbeginn liegt stets im Nahtinnern (Bild 10) —

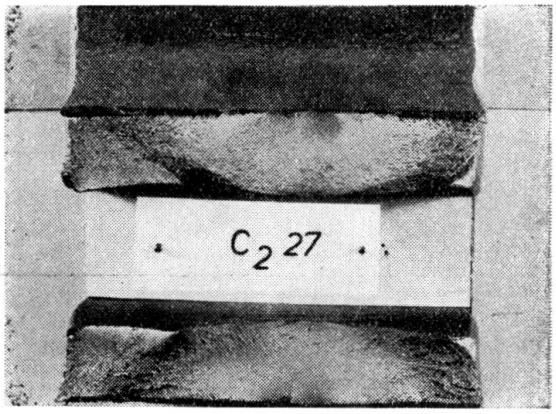



BILD 5

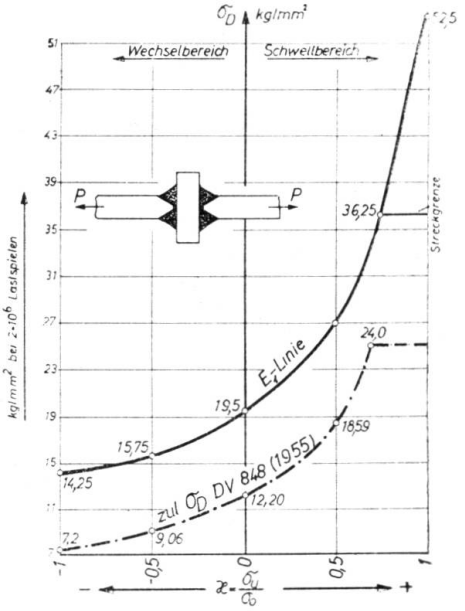



BILD 6

und der Herstellungsunempfindlichkeit eine Erhöhung von zul $\sigma_D$ im Bereich $-1 \leq \varkappa \leq 0$ Die $F_1$ — Linie kann auch noch als untere Schranke der $E_1$ — Linie aufgefasst werden. Auch die am schlechtesten geratenen, nach der $E_1$ — Linie ausgeführten Verbindungen dürften keine geringeren Dauerfestigkeiten aufweisen als die herstellungstechnisch unempfindlichen Verbindungen gemäss der $F_1$ — Linie. Erfreulicherweise liegen die zulässigen Spannungen zul $\sigma_D$ der $E_1$ — Linie noch gerade oberhalb den Dauerfestigkeiten $\sigma_D$ der $F_1$ — Linie, abgesehen von der Ursprungsbeanspruchung ($\varkappa = 0$), wo es sich aber fast um Gleichheit handelt (zul $\sigma_D = 12{,}20$ kg/mm² gegenüber $\sigma_D = 12{,}0$ kg/mm²).

Die zulässigen Spannungen zul $\sigma$ der DV 848 (1955) können danach im grossen und ganzen als gerechtfertigt angesehen werden. Die Zusam-

menstellung der Dauerfestigkeiten aller Prüfkörper des ersten und zweiten Versuchsabschnittes für St 52 in Bild 11 zeigt auch, dass die seinerzeit angenommene Rangordnung der untersuchten Verbindungen bestätigt wird. Hieraus erhellt auch noch die günstige Lage der $C_2$ — Linie zur D — Linie, die es verantworten lässt, die Quersteifen an den Zuggurt mittels Kehlnähten anzuschweissen, wenn der Zuggurt durch eine Schweissnaht Normalgüte (D — Linie) gestossen $\varkappa \geq 0$ ist. Selbst im Wechselfestigkeitsbereich ist die dadurch bedingte Abminderung so gering, dass in zahlreichen praktischen Fällen von besonderen Massnahmen für die Verbindung von Zuggurt und Quersteifen abgesehen werden kann.

Zur weiteren Frage der Aufstellung einer einheitlichen Theorie des Dauerbruches wäre aus den behandelten Versuchsergebnissen nach deren Auftragung im Weyrauch'schen Dauerfestigkeitsdiagramm, das die Dauerfestigkeiten $\sigma_D$ in Abhängigkeit von der Unterspannung $\sigma_u$ darstellt,

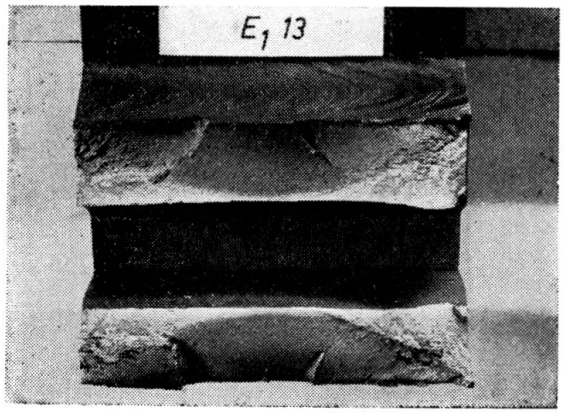



BILD 7

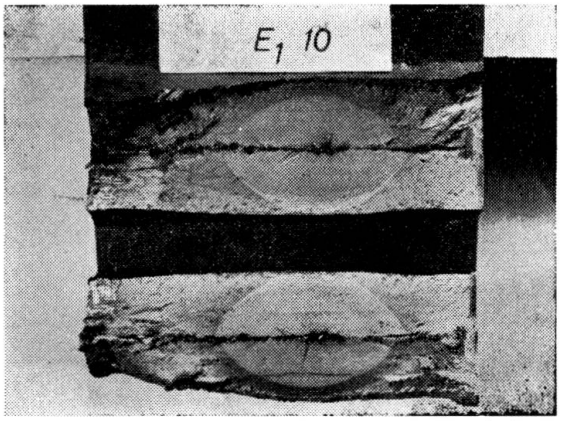



BILD 8

zu entnehmen, dass die Differentialquotienten der $\sigma_D$-Kurve $d\sigma_D : d\sigma_u$ stets kleiner als Eins sind, woraus folgt, dass die ertragbare Schwingweite $\Delta\sigma = \sigma_D - \sigma_u$ nicht konstant ist. Die Abnahme der Schwingweite $\Delta\sigma$ mit wachsender Unterspannung $\sigma_u$ ist für die verschiedenen Prüfkörper unterschiedlich stark. Bei den stärker gekerbten Prüfkörpern (Bild 12) nimmt die Schwingweite langsamer ab als bei den schwächer gekerbten (Bild 13). Für die Beurteilung dieses Zusammenhanges und für die Voraussage der Dauerfestigkeit $\sigma_D$ überhaupt ist die Formzahl $\alpha_k$ des Prüfkörpers unentbehrlich. Sie wird aber oft geschätzt oder aus Hilfsversuchen (beispielsweise mit Hilfe der Spannungsoptik) ermittelt werden müssen, weil die Lösungen der mathematischen Elastizitätstheorie nicht bekannt sind. Da die Formzahl $\alpha_k$ nur das Verhältnis der Spannungsspitze max $\sigma$ zu der Nennspannung $\sigma_n$ erfasst, dagegen nicht den Grad der Inhomogenität des Spannungsverlaufes im massgebenden Querschnitt, bedarf es noch der Berücksichtigung einer zusätzlichen Grösse,

wofür der Verfasser das Kuntz'sche «Widerstandsmittel» vorgeschlagen hatte. Die Höhe der Fliessgrenze $\sigma_F$ wirkt sich in der Grösse der Kerbrestspannungen aus, die durch örtliche Plastizierungen entstehen. Das dadurch bedingte Verhältnis der Spannungen, zwischen denen die Dauerbeanspruchung an der Spannungsspitze tatsächlich pendelt, tritt in unseren Dauerfestigkeitsdiagrammen garnicht in Erscheinung. Es kommt dann noch der Einfluss der für Zug und Druck unterschiedlichen Grössen der Dauerfestigkeiten $\sigma_D$ hinzu. Dass es keine additive Wirkung verschiedener Kerben gibt, zeigt sich immer wieder. Daher ist dort, wo durch die Formgebung eine überragende Kerbe wirksam ist, die Bearbeitung der Oberfläche entbehrlich.

Die mitgeteilten Versuche erhalten noch ihren besonderen Wert durch ihre Zuordnung zu bereits vollständig gefahrenen Dauerfestigkeitsdia-

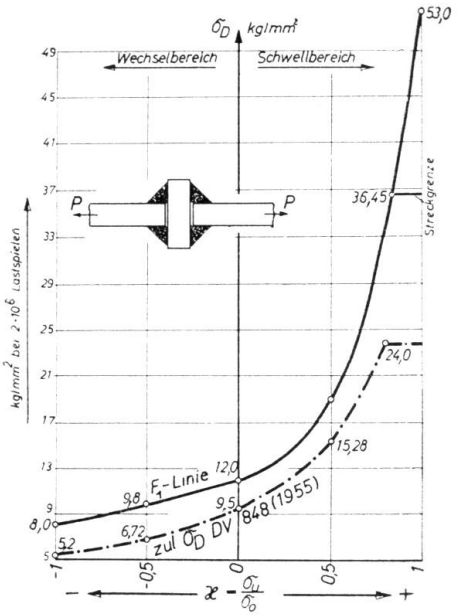



BILD 9

BILD 10

grammen für Nietverbindungen und Verbindungen mit hochfesten Schrauben. Durch die Wahl vergleichbarer Prüfkörper ist auch der Anschluss dieser kraftschlüssigen Dauerversuche an zur Zeit in der Durchführung begriffene Formänderungsschlüssige Dauerversuche gewahrt. Die Ermittlung entsprechender Schadenslinien, die uns Aussagen darüber gestatten, wieviele Lastspiele bestimmter Spannungshöhe bei der Aufaddierung zu der Lastspielgrenze von zwei Millionen unberücksichtigt bleiben können, ist ebenfalls in Angriff genommen.

Schliesslich mag noch darauf hingewiesen sein, dass die im Eisenbahnbrückenbau übliche Bemessung auf Zeitfestigkeit, denn das sind die

in der jeweiligen Wöhlerlinie für zwei Millionen Lastspiele entnommenen Spannungsgwerte $\sigma_D$, auch im Maschinenbau und Flugzeugbau immer mehr Beachtung findet. Wenn das für eine bestimmte Konstruktion laut Statistik gültige Belastungsprogramm in Belastungsstufen aufgelöst wird,

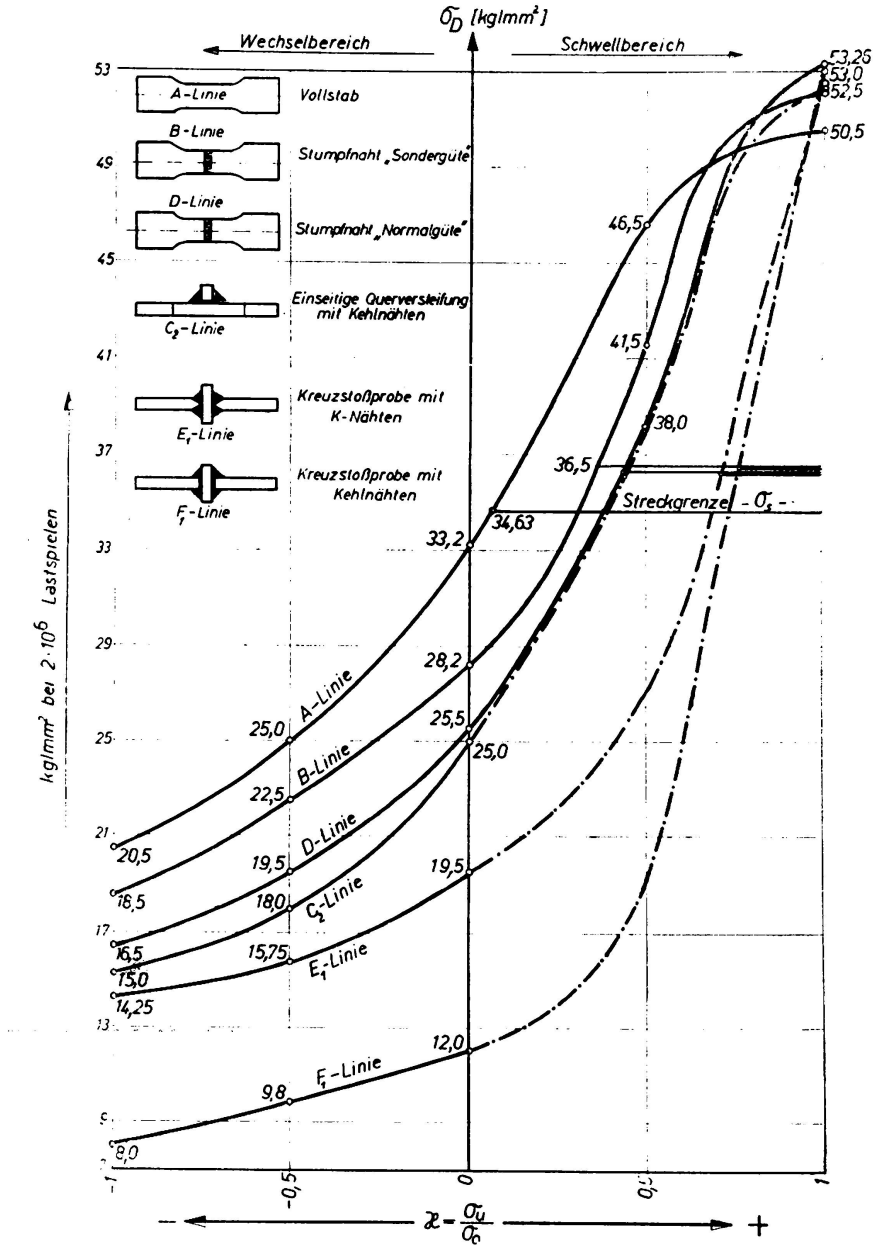



BILD 11

die durch Intensität und Wirkungsdauer der Spannungsgrenzen gekennzeichnet sind, und danach Mehrstufenversuche durchgeführt werden, spricht man von der versuchsmässig ermittelten «Betriebsfestigkeit» dieser bestimmten Konstruktion. Bei der Bemessung auf Betriebsfestigkeit wird Gewicht gespart. Im Stahlbau haben wir dadurch, dass die

Zeitfestigkeit bei zwei Millionen Lastspielen schlechthin zur konventionellen Dauerfestigkeit erhoben wurde, einen Teil der Vorteile dieser Bemessung auf Betriebsfestigkeit bereits abgeschöpft, ganz abgesehen davon, dass das Belastungsprogramm einer Brücke nicht für immer festliegt.

Die Durchführung der Versuche lag in den Händen von Herrn Dipl.-Ing. Heinz Weihermüller.

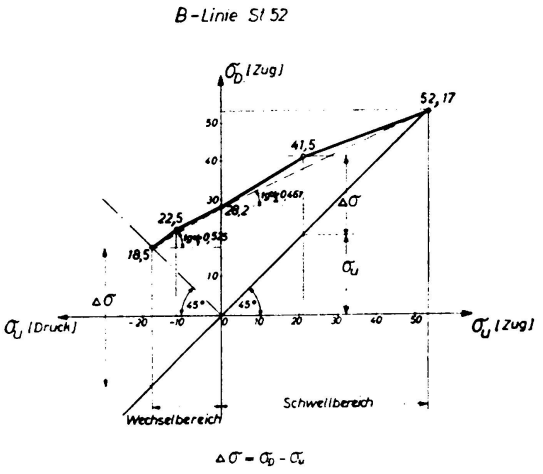



BILD 12

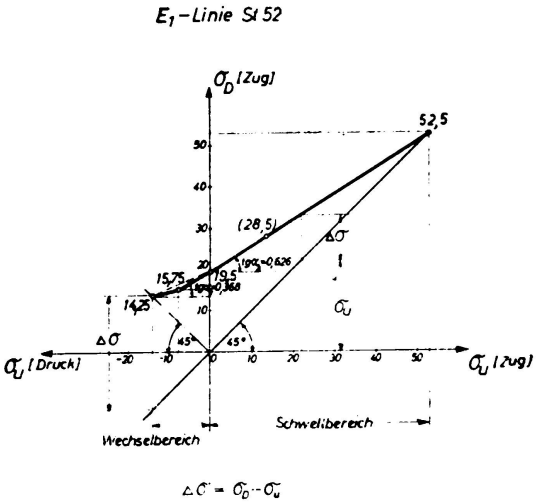



BILD 13

## ZUSAMMENFASSUNG

Die durchgeführten Dauerfestigkeitsversuche mit Schweissverbindungen aus St 52 haben die, auf Grund theoretischer Überlegungen festgelegte, Rangordnung der einzelnen Verbindungsarten in der DV 848 der Deutschen Bundesbahn bestätigt. Trotz wesentlicher Erhöhung der zulässigen Dauerfestigkeiten zul $\sigma_D$, zeigt ein Vergleich mit den Versuchswerten, wobei durch die getroffene Wahl der Versuchskörperarten für eine Verbindungsart jeweils die obere und untere Grenze der Dauerfestigkeit vorliegt, dass die vorhandenen Sicherheiten ausreichend sind.

Den Auftragungen der Versuchsergebnisse im Weyrauch'schen Diagramm ist zu entnehmen, dass die ertragbare Schwingweite nicht konstant ist. Sie nimmt mit wachsender Unterspannung bei den verschiedenen Verbindungsarten unterschiedlich stark ab, und zwar bei den stärker gekerbten Prüfkörpern langsamer als bei den schwächer gekerbten.

## RESUMO

Ensaios de resistência a esforços repetidos, realizados com soldaduras de aço St 52, confirmaram a classificação feita na norma DV 848 dos Caminhos de Ferro Alemães a partir de considerações teóricas. Se bem que a tensão admissível $\sigma_D$ tenha sido substancialmente aumentada, verifica-se, comparando com os resultados dos ensaios em que se tomaram

para cada tipo de ligação os valores mínimo e máximo da resistência das provetas, que os coeficientes de segurança são amplamente suficientes.

Da transcrição dos resultados experimentais num diagrama de Weyrauch, conclui-se que a oscilação de tensões admissível não é constante, diminuindo sensivelmente com o aumento da tensão inferior; essa diminuição é tanto mais lenta, quanto maior for o entalhe no provete.

## RÉSUMÉ

Des essais effectués avec des soudures en acier St 52 soumises à des sollicitations répetées, ont confirmé la classification, fondée sur des considérations théoriques, de la norme DV 848 des Chemins de Fer Allemands. Bien que la contrainte admissible $\sigma_D$ ait été augmentée de façon substantielle, on constate, par comparaison avec les résultats des essais, dans lesquels l'on a pris pour chaque genre de liaison les valeurs minimum et maximum de la résistance des éprouvettes, que les coefficients de sécurité sont largement suffisants.

En transcrivant les résultats expérimentaux dans un diagramme de Weyrauch, on constate que l'oscillation de contraintes admissibles n'est pas constante, mais diminue visiblement avec l'augmentation de la contrainte inférieure; cette diminution est d'autant plus lente que l'entaille de la soudure est plus grande.

## SUMMARY

Tests carried out with St 52 steel welds, submitted to repeated loadings, have confirmed the classification, based on theoretical data, found in German Railways Standards DV 848. Comparing with the test results, in which the minimum and maximum values of the test-pieces resistance were taken for each type of weld, it was established that, even though design stress $\sigma_D$ is substantially greater, the safety factors remains very satisfactory.

Transcribing the experimental results to a Weyrauch's diagram, it is noticed that the permissible stress oscillation is not constant but quite visibly decreases as the lower stress increases; that decrease is slower, the larger the notch in the weld.

# III a 5

## Mode de rupture d'assemblages en vraie grandeur en fonction de l'état de tension et de la température

## Rupture of full size assemblies according to stresses and temperature

## Bruchart von Verbindungen in wahrer Grösse in Abhängigkeit von Spannungzustand und von der Temperatur

## Modo de rotura de ligações em tamanho natural em função do estado de tensão e da temperatura

F. HEBRANT
*Directeur Technique de la CECM*
Liège

H. LOUIS
*Professeur à l'Université de Liège*
Liège

W. SOETE
*Professeur à l'Université de Gand*
Gand

Les essais et éprouvettes, toujours plus nombreux, proposés en vue de déterminer la sensibilité des aciers à la rupture fragile caractérisent en fait et à ce point de vue la soudabilité métallurgique du matériau.

Le problème qui se pose au constructeur est de transposer les résultats de ces essais aux constructions dont il s'agit de prévoir le comportement sur la seule base du mode de rupture d'éprouvettes.

Considérée sous cet aspect, la question ne sera jamais résolue dans sa généralité car les variables fondamentales que sont la conception et l'exécution interviennent dans le comportement des ouvrages d'une manière aussi importante que le matériau.

La Commission Belge d'Etude de la Construction Métallique (CECM), envisageant le point de vue du constructeur, s'est proposé d'étudier le mode de rupture d'un assemblage que l'on rencontre fréquemment dans les constructions importantes telles que les ponts, les charpentes, les ouvrages de retenue hydraulique.

Il s'agit de deux éléments se croisant à angle droit et sollicités chacun par un effort de traction. Les constructeurs hésitent souvent à prévoir la soudure de ces éléments en raison des accidents — notamment

des ponts soudés belges 1939-1940 — dont la plupart trouvaient leur origine dans un assemblage de ce type et malgré l'explication bien connue de ces ruptures qui ont résulté d'une erreur de conception dans la forme des joints soudés et d'une exécution défectueuse des soudures, inhérente à cette mauvaise conception (1).

Dans le même but, la Commission a envisagé la mesure du danger que présente la disposition constructive suivant laquelle une pièce d'étendue limitée est soudée sur tout son pourtour à des éléments rigides formant cadre.

Cette deuxième étude n'est en fait que l'extension d'une recherche entreprise par M. le Professeur Campus en 1943 (2), dans laquelle des disques étaient soudés sur tout leur périmètre à une tôle de grandes dimensions. Commentant ses propres essais et ceux analogues de Swinden et Reeve, M. Campus concluait: «Nous pensons en dépit de résultats peu positifs obtenus jusqu'à présent, qu'il reste intéressant de rechercher une méthode appropriée d'étudier par le moyen d'encastrements, la sensibilité totale à la rupture sans striction des assemblages soudés (métal d'apport et métal de base) dans toute la gamme des températures que comporte l'application de la soudure».

### I. *Assemblage de deux éléments se croisant à angle droit*

Cet assemblage consiste en une croix dont chaque branche est un plat de 200 millimètres de largeur et de 20 ou 25 millimètres d'épaisseur (figure 1). Sa réalisation est faite de quatre manières:

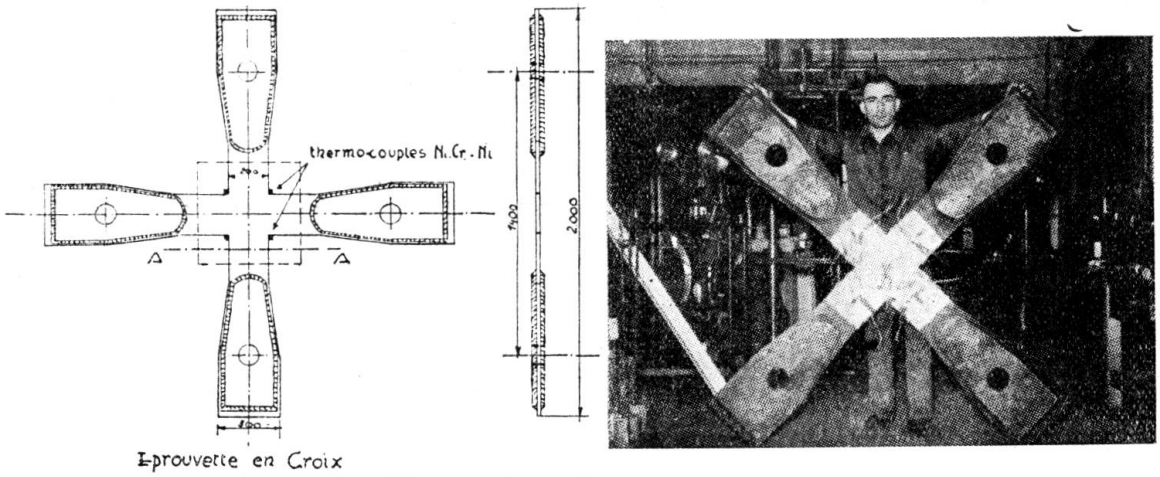



FIG. 1. Assemblage en croix

$C_1$: par découpage dans une tôle, les deux branches se raccordant suivant des angles vifs usinés.

$C_2$: par découpage dans une tôle, les deux branches se raccordant suivant des arrondis de 50 millimètres de rayon.

$C_3$: par découpage dans une tôle, les deux branches se raccordant

(1) H. LOUIS — *Revue de la soudure*, n° 2, 1950. *Revue Universelle des Mines*, tome IX, n.° 5 de 1950.

(2) F. CAMPUS — Recherches, études et considérations sur les constructions soudées. Liège, 1946.

suivant des angles vifs usinés; chaque angle est entouré d'un «crack stopper» réalisé par soudure, dans un chanfrein, de métal très ductile.

$C_4$: une branche de l'assemblage est un tronçon de tôle (200×20 ou 25), les bras de l'autre branche se raccordant à la première par des soudures en bout (chanfrein en demi V), soigneusement terminées par des arrondis en métal d'apport.

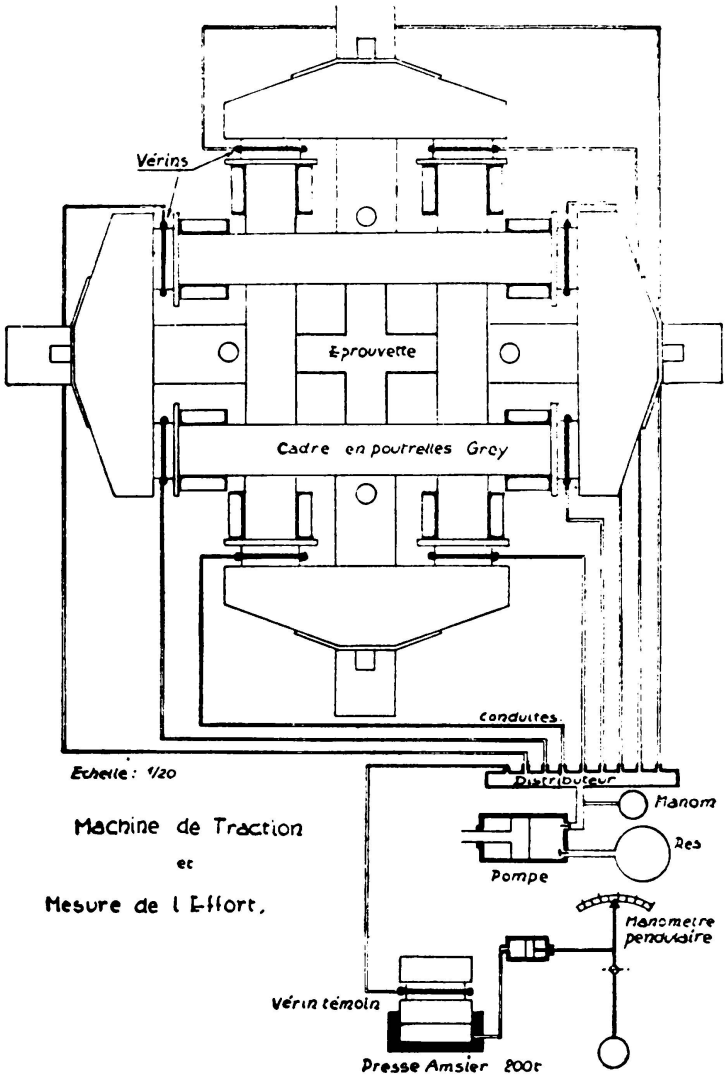



FIG. 2. Schéma de la machine de traction

Chaque branche de l'assemblage est sollicitée statiquement par un effort de traction (200 tonnes maximum) dans une machine spécialement conçue pour cette étude (figure 2).

Les essais ont porté initialement sur trois aciers de la nuance 37-45, sensiblement de mêmes caractéristiques chimiques et mécaniques mais dont la température de transition (pour un niveau d'énergie de 15 lbft = = 2,1 kgm/cm²) était: $A_1$: 0°C; $A_2$: -30°C; $A_3$: -15°C.

Des essais de traction suivant une direction, exécutés sur des éprouvettes classiques de 20 mm d'épaisseur (*acier* $A_2$) ont fait apparaître

la rupture fragile pour une température de -130 à -140°C (tension de rupture: 70 à 80 kg/mm²) ; la rupture débute par des glissements au centre de la section rompue et se propage en rupture fragile dès l'apparition de la fissure centrale.

Lors des essais sur les assemblages en croix, la partie centrale était refroidie au moyen d'air liquide. Le facteur de concentration de tension dans les angles *usinés* varie de 1,5 à 1,8.

Les résultats des essais, très brièvement résumés, ont été les suivants sur l'*acier* $A_2$.

*1ère série d'essais*

*Pièce* $C_1$: rupture explosive à une température de -130°C, pour un effort de 191 tonnes (tension moyenne: 48 kg/mm²) appliqué à *chacune* des branches de la croix. L'assemblage s'est rompu en

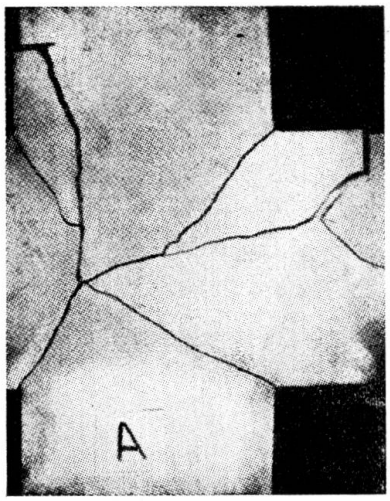



FIG. 3. Rupture fragile de la pièce $C_1$

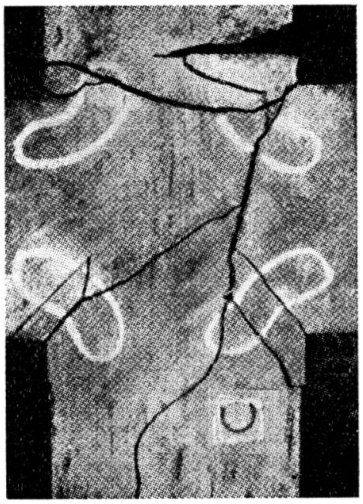



FIG. 4. Rupture fragile de la pièce $C_3$

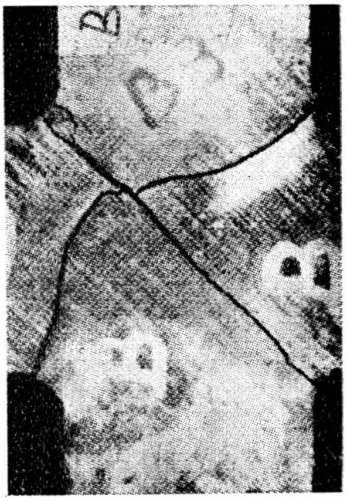



FIG. 5. Rupture fragile de la pièce $C_4$

quatre morceaux à partir d'un angle déterminé, si l'on en juge par l'aspect lisse puis en chevrons des lèvres des cassures (figure 3).

*Pièce* $C_2$: cet assemblage n'a pu être rompu à une température de -160°C, l'effort de traction dans chaque branche atteignant la capacité maximum — 200 tonnes de la machine d'essai.

*Pièce* $C_3$: rupture à -120°C, pour un effort, sur chaque branche, de 182 tonnes (tension moyenne: 45,5 kg/mm²). Les ruptures semblent s'être amorcées dans les «crack stoppers» ce qui n'était pas imprévisible, ceux-ci constituant des soudures à retrait radicalement empêché dont les tensions résiduelles ne pouvaient atteindre un niveau plus élevé. Cette expérience, qui n'était d'ailleurs pas indispensable, permet de conclure définitivement non seulement à l'inefficacité mais *au danger* de telles dispositions soi-disant préventives (figure 4).

*Pièce $C_4$*: rupture à -120°C pour des efforts de 146 tonnes (tension moyenne: 36,5 kg/mm²) (figure 5). La soudure, contrôlée radiographiquement, était sans défaut. Le résultat moins favorable que pour la pièce $C_1$ s'explique par les raisons suivantes:

— raccordement des branches suivant un rayon inférieur: 30 mm au lieu de 50; le facteur de concentration de tension est donc supérieur.

— la présence de tensions résiduelles de soudage: à des températures aussi basses et en raison de l'état double de traction, l'intervention de la plasticité ne peut être invoquée pour justifier une égalisation des tensions de soudage, celles-ci se superposent aux tensions résultant de la sollicitation extérieure.

L'aspect des chevrons des lèvres des cassures semble montrer que la rupture s'est amorcée dans un léger défaut superficiel d'un arrondi réalisé en métal d'apport.

La comparaison des résultats de ces essais est en faveur de la pièce homogène présentant des arrondis et ensuite de la même pièce à angles vifs.

Le résultat moins favorable de la pièce soudée s'explique par l'effet défavorable, aux basses températures, des tensions résiduelles de soudage.

*2ème série d'essais*

Cette deuxième série d'essais poursuit le but d'établir la courbe de transition de *l'aspect de rupture* d'un assemblage réel, d'une manière analogue à la courbe obtenue lors d'un essai de choc sur barreau entaillé (éprouvette Charpy à entaille en V).

L'état triple de tension a été obtenu en réalisant par sciage et suivant les bissectrices de chaque angle, une entaille de 10 millimètres de profondeur à partir du point de rencontre théorique des branches de la croix; *l'influence des arrondis des pièces qui en comportaient n'est donc plus à envisager dans ces essais.*

*Pièce $C_1^e$*: (pièce identique à $C_1$ mais entaillée). La partie centrale de la croix a été refroidie à une température de -40°C qui est inférieure à la température de transition (-30°) obtenue sur éprouvettes Charpy à entaille en V pour une résilience de 2,1 kgm/cm² (15 lbft).
La rupture *fragile* s'est produite pour un effort de 114 tonnes dans chaque branche (figure 6).

*Pièce $C_2^e$*: Rupture *fragile* survenue à une température de -45°C, pour un effort de 117 tonnes (figure 7).

*Pièce $C_3^e$*: Rupture *fragile* survenue à une température de -33°C pour un effort de 121 tonnes (figure 8).

*Pièce $C_4^e$*: Rupture par *glissement* à une température de -25°C pour un effort de 109 tonnes (figure 9).

*Pièce $C_2^e$*: Rupture par *glissement* à une température de -5°C pour un effort de 115 tonnes (figure 10).

*3ème série d'essais*

Un acier de la nuance 42-50, de qualité très ordinaire ne répondant pas aux normes belges de soudabilité, a été soumis à l'essai de traction, à différentes températures, sur des pièces présentant les caractéristiques suivantes:

Pièce $C_1^{42}$: identique à $C_1$; pièce $C_1^{42\text{-}e}$ identique à la précédente, mais dont les angles étaient entaillés à la scie, suivant leur bissectrice et

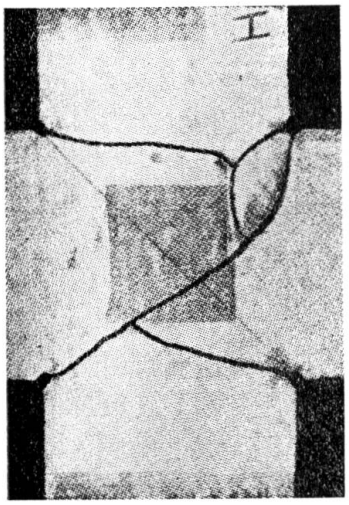



FIG. 6. Rupture fragile de la pièce $C_1^e$

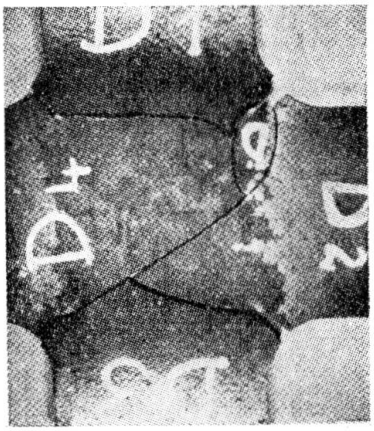



FIG. 7. Rupture fragile de la pièce $C_2^e$

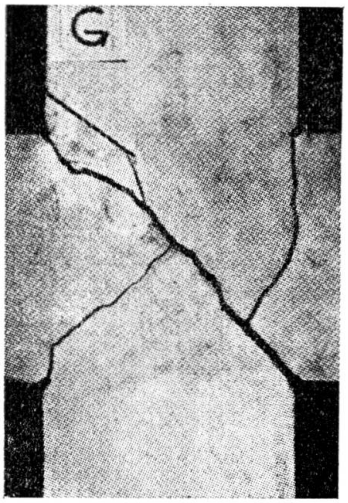



FIG. 8. Rupture fragile de la pièce $C_3^e$

sur une profondeur de 14 millimètres; pièce $C_2^{42}$ identique à $C_2$ mais le rayon des raccordements des branches de la croix est de 30 millimètres au lieu de 50.

Les résultats d'ensemble sont les suivants:

*Pièce $C_1^{42}$*: La température de transition, c'est-à-dire la température en dessous de laquelle la pièce se rompt d'une manière fragile, est comprise entre +32 et +44°C.
Comme dans tous les essais précédents, la rupture fragile débute dans un angle vif par une rupture de glissement dont l'importance par rapport à la section rompue est d'autant plus grande que la température est plus élevée.

*Pièce $C_1^{42\text{-}e}$*: La température de transition d'aspect de rupture de cette pièce dont les angles sont entaillés, est un peu supérieure à +30°C; elle est donc comparable à celle obtenue sur les pièces à angles vifs. Le fait d'entailler les angles n'a donc pas eu pour effet de diminuer sensiblement la température de transition, ce qui semble montrer que cette température est une caractéristique du matériau dans le *cadre de l'assemblage et de l'essai étudiés*. Cependant l'effort nécessaire pour déclencher la rup-

ture fragile aux environs de la température de transition, dépend, pour un assemblage ou une pièce donnés, de la forme prise dans le sens du facteur concentration de tension résultant des discontinuités de cette forme.

*Pièce* $C_2^{42}$: La croix constituant ces pièces comporte à la rencontre des 2 branches des arrondis de 30 mm de rayon. Il n'a pas été possible de déterminer la température de transition de ces pièces car toutes les ruptures se sont produites dans un bras de traction et jamais dans le carré central et cela même à une température de +7°C, valeur de beaucoup inférieure à la température de transition des pièces $C_1^{42}$ et $C_1^{42\text{-}e}$.

L'effort qui provoque la rupture dépend donc d'une manière fondamentale et même à une température de beaucoup inférieure à la tempéra-

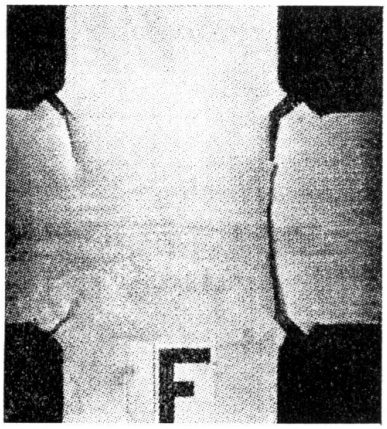



FIG. 9. Rupture de glissement de la pièce $C_1^e$

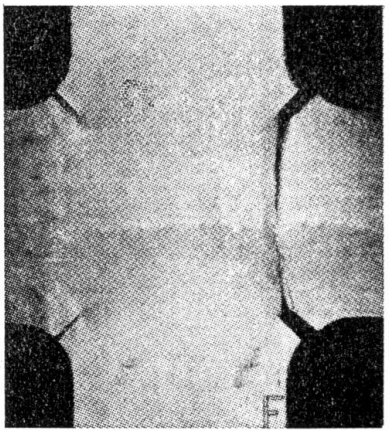



FIG. 10. Rupture de glissement de la pièce $C_2^e$

ture de transition réelle de l'acier, de la conception de l'assemblage, c'est-à-dire en fait du facteur de concentration de tension propre à l'assemblage.

*Conclusions principales*

1) La rupture des éprouvettes en croix *non entaillées* en tôle homogène (1ère série d'essais) provoquée par traction double dépend de la tension réelle dans les angles de la pièce et de la température.

Le phénomène constaté à une température d'environ -120°C est comparable à celui qui régit l'éprouvette soumise à l'essai de traction simple. Pour celle-ci la tension de rupture est de 70 à 80 kg/mm²; pour l'éprouvette $C_1$ elle est de 48 kg/mm² dans les branches, soit 72 kg/mm² si on tient compte d'un facteur 1,5 (d'ailleurs mesuré) de concentration de tension; pour $C_3$ les tensions sont respectivement 45,5 et 68 kg/mm².

Dans chaque angle, d'où part la rupture, dès que la tension supérieure à la tension moyenne des branches atteint une certaine valeur, une fissure s'amorce, l'état de tension devient triple: la rupture est

fragile pour des températures très basses, de l'ordre de -120°C; pour des températures supérieures, la rupture serait vraissemblablement mixte d'abord, de glissement ensuite

2) La tension moyenne qui provoque la rupture de l'assemblage soudé $C_4$ est inférieure, à la température de -120°C, à la tension correspondante dans la pièce prélevée hors tôle, tout en étant encore très élevée: 36,5 kg/mm² soit une tension dans l'angle d'environ 44 kg/mm² si l'on envisage un facteur de concentration de 1,2 (présence des arrondis de 30 mm de rayon).

Etant donné la qualité de la soudure, cette diminution par rapport à la tension dans $C_1$ et $C_3$ ne s'explique que par la présence des tensions résiduelles. Il ne s'agit cependant que de tensions résiduelles directes, les pièces étant libres avant soudage. Ces essais montrent, aux basses températures, le danger de tensions résiduelles directes et à fortiori des tensions de bridage qui se superposent aux tensions de service; le danger de rupture fragile pour des tensions de service relativement faibles est d'autant plus grand que la température de transition de l'acier est élevée.

3) La rupture des assemblages en croix, entaillés dans les angles (2me série d'essais) permet de déterminer, dans les conditions de l'assemblage et de l'essai, la température de transition d'aspect de rupture (comprise approximativement entre –25 et –35° C pour l'acier A2 et +30° C pour l'acier de nuance 42-50).

A cette température un état triple de tension de traction est capable de déclencher une rupture fragile pour une tension de service donnée dont la grandeur est réduite par les tensions résiduelles de soudage éventuelles.

4) La présence de «crack-stoppers» est nettement défavorable en raison des tensions résiduelles de bridage qu'entraîne leur réalisation.

5) La présence des arrondis, même de faible rayon: 30 mm, confère aux assemblages en croix une résistance beaucoup plus grande que pour les pièces à angles vifs (voir $C_2$ — 1ère série d'essais — et $C_2^{42}$ — 3ème série d'essais). Cette conclusion, d'ailleurs prévisible, conduit à la nécessité de prévoir des arrondis réalisés par métal d'apport aux extrémités des soudures en bout (chanfrein en demi V) reliant deux éléments qui se croisent dans un assemblage.

6) L'ensemble des résultats montre que l'assemblage de deux éléments de directions perpendiculaires est réalisable en toute sécurité à la condition d'éviter aux intersections tout défaut ayant le caractère d'une entaille. La sécurité est considérablement accrue si les raccords entre les pièces sont réalisés par des arrondis même de faible rayon (20 à 30 mm) et si les tensions résiduelles de soudage sont peu élevées (en évitant notamment les bridages); la sécurité est évidemment toujours d'autant plus grande, quelle que soit la nature du raccordement, que la température de transition est basse.

La température de transition semble être une propriété caractéristique du matériau: le passage de la rupture ductile à la rupture fragile nécessite *pour un assemblage* donné des efforts dont la grandeur (effet des tensions résiduelles compris) dépend du facteur de concentration de tension de l'assemblage, c'est-à-dire de la forme dans son ensemble et dans ses particularités.

Une forme favorable (présence d'arrondis) conduit à un relèvement considérable de la tension moyenne nécessaire pour provoquer la rupture fragile même à une température de beaucoup inférieure à la température de transition de l'acier.

Cette considération confirme la possibilité d'économies importantes en utilisant un acier de construction dont la température de transition n'est pas la plus basse, à la condition de réduire les facteurs de concentration de tensions et le niveau des tensions résiduelles par une conception saine et un programme de soudage rationnel.

La présence généralisée d'arrondis dans les constructions soudées répond à la première partie de cette condition.

### II. *Assemblage en état double de tensions résiduelles*

La disposition constructive suivant laquelle une pièce mince est soudée sur son pourtour à un ensemble rigide, a été réalisée par soudage d'un disque de 400 millimètres de diamètre dans un anneau de 1250 millimètres de diamètre raidi par quatre couronnes de 40 mm d'épaisseur; l'épaisseur du disque et de l'anneau était soit de 20, soit de 25 millimètres (figure 11).

La soudure (chanfrein en X) a été exécutée aussi symétriquement que possible au moyen d'électrodes basiques, les seules qui ne donnaient pas lieu à fissuration au cours du soudage.

Avant d'étudier cet assemblage, des essais fondamentaux ont mis nettement en évidence l'influence des tensions résiduelles, à basse température et en présence d'un défaut.

Le défaut est créé avant soudage, soit par un sciage transversal du chanfrein sur une profondeur supérieure à la pénétration de la soudure dans l'acier de base, soit par introduction de deux pièces parfaitement usinées dans le chanfrein préalablement élargi.

Les pièces à assembler sont libres pendant le soudage (chanfrein en X) ; le refroidisement après soudure au droit du défaut provoque la rupture fragile sous la forme d'une fissure transversale au joint (figure 12).

Des joints soudés identiques contenant le même défaut mais ayant fait l'objet d'une relaxation des tensions par le procédé bien connu de chauffage localisé ou par un traitement thermique de détente à 650° C, ne donnent pas lieu à rupture spontanée lors du refroidissement au droit du défaut ou donnent lieu parfois à des fissures transversales de faible longueur au droit du défaut sous l'effet de chocs nombreux et violents.

Ces mêmes joints dont les tensions résiduelles ont été diminuées ou supprimées et qui n'ont pas donné lieu à rupture lors du refroidissement sont alors chauffés au chalumeau, strictement au droit de la soudure. Refroidis ensuite au droit du défaut, ils donnent de nouveau lieu à des ruptures fragiles transversales comme lors du refroidissement de la soudure non traitée.

Ces essais élémentaires, reproductibles à volonté, montrent nettement que les tensions résiduelles de soudage peuvent à elles seules, à basse température et en présence d'un défaut, provoquer la rupture fragile. En effet

les essais, après relaxation des tensions résiduelles, montrent que les contraintes thermiques inhérentes au refroidissement local du joint ne sont pas suffisantes pour déclencher la rupture si ce n'est qu'ils donnent lieu parfois à des fissures courtes à peine visibles sous l'effet de chocs violents et répétés.

L'étude des disques a débuté par la détermination — par une méthode destructive — des tensions résiduelles de soudage suivant le périmètre

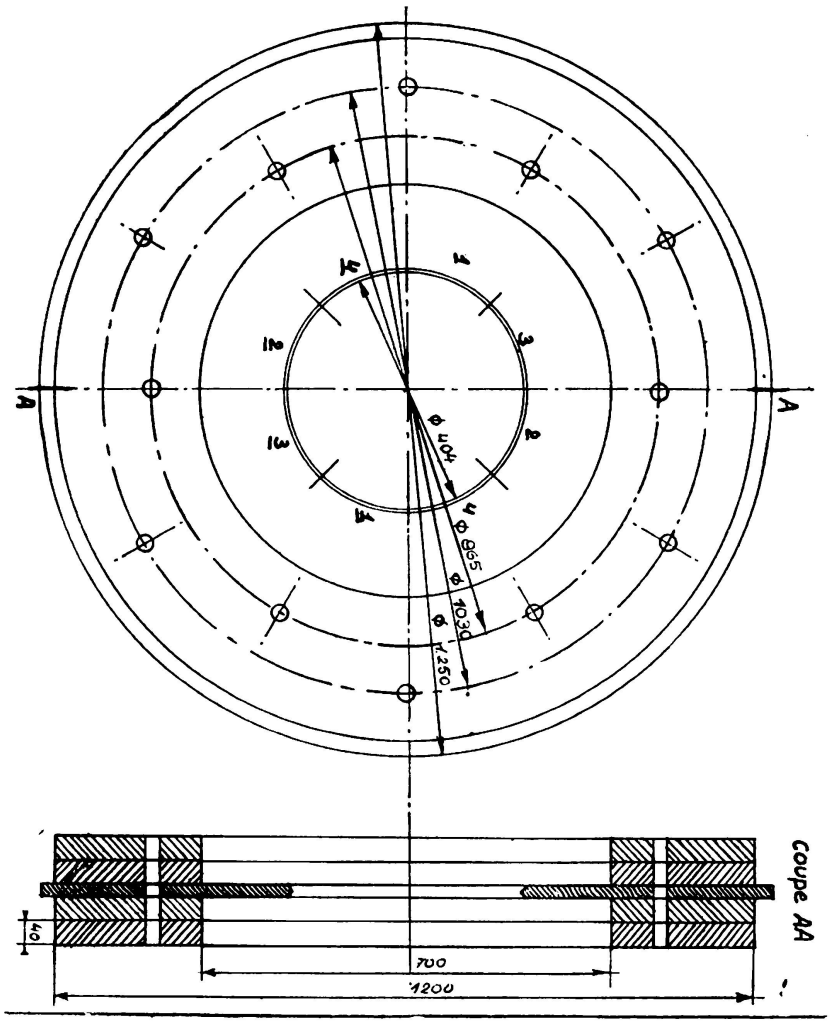



FIG. 11. Dispositif de soudage des disques

de la soudure et dans la direction perpendiculaire. La figure 13 donne la répartition de ces tensions suivant un diamètre de l'assemblage.

Il est seulement possible, ici, dans le cadre qui nous est attribué, de donner connaissance du résultat de l'essai qui nous paraît le plus significatif pour le constructeur.

Dans le disque central, de 400 millimètres de diamètre, en acier A3 (*température de transition à 15 lbft: –15° C*) de 25 millimètres d'épaisseur, une fenêtre carrée à angles vifs de 120 mm de côté a été découpée avant

soudage à l'anneau extérieur (en acier A1 : température de transition 0° C). Les déformations locales dues à la soudure sont importantes, les sommets de l'ouverture carrée sont notamment l'objet de déformations plastiques visibles à l'œil. Les tensions (traction) le long et dans la direction des côtés du carré sont de 15 kg/mm² et de 22 kg/mm² au voisinage des sommets dans la direction perpendiculaire à la diagonale correspondante.

Dès le début du refroidissement (T = –20° C) d'un angle de l'ouverture carrée, une fissure s'est amorcée dans cet angle et dans l'angle opposé. Elles se sont propagées dans l'anneau extérieur au disque pour s'arrêter dans les régions soumises à des tensions résiduelles de compression (figure 14). Une seconde expérience exécutée dans les mêmes conditions a donné lieu à une fissuration identique.

Ces résultats présentent un grand intérêt; il montrent qu'un assemblage ne présentant pas d'entailles proprement dites mais des angles

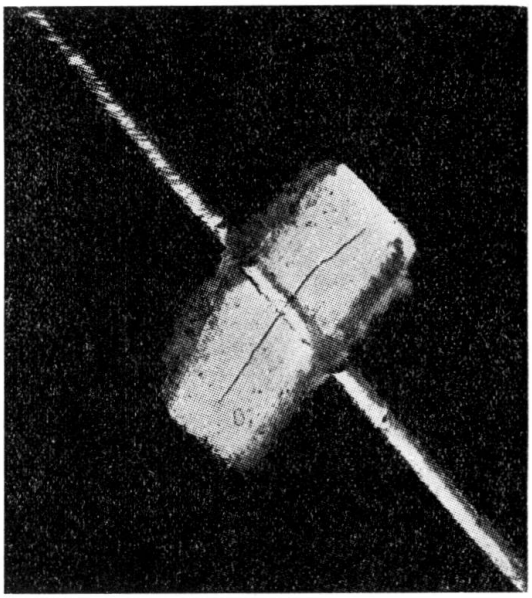


FIG. 12. Rupture après refroidissement d'une soudure assemblant deux pièces libres et contenant un défaut transversal

vifs et qui est le siège de tensions résiduelles importantes peut se rompre par simple diminution de la température. La présence d'un défaut transversal important dans la soudure conduit à la même conséquence.

Aux tensions résiduelles de soudage il y a lieu d'ajouter les tensions thermiques résultant du refroidissement hétérogène de l'assemblage.

Il faut d'ailleurs signaler à l'appui de cette thèse, que lors de la recherche, il fut impossible de rompre les disques dont la soudure était sans défaut, même à des températures inférieures à la température de transition et malgré l'intervention d'une importante solicitation par choc appliquée au centre du disque après la réalisation d'entailles superficielles.

En outre, des assemblages dont la soudure présentait un important défaut transversal (réalisé par sciage transversal préalable du chanfrein) ont été soumis à un traitement de relaxation des tensions. L'acier des disques et de la couronne était un acier dont la température de transition

était de +18° C. Le refroidissement, jusqu'à une température de –100 à –120° C, de la région contenant le défaut a seulement permis le déclenchement, à partir du défaut, d'une fissure de faible longueur à peine visible.

Il convient encore de signaler que le chauffage localisé de la soudure et le refroidissement à l'eau des régions voisines, utilisés comme traitement de relaxation n'a pas comme effet de supprimer les tensions résiduelles, dans le cas d'un assemblage bridé, mais de provoquer seulement une redistribution de ces tensions.

Cette recherche permet de mieux caractériser l'influence certaine des tensions résiduelles dans l'apparition de la rupture fragile; ces tensions

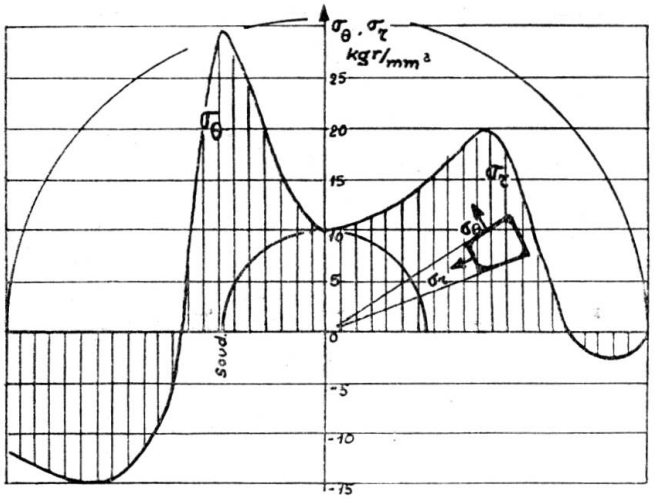



FIG. 13. Diagramme type des tensions résiduelles de soudage dans une section méridienne de l'assemblage

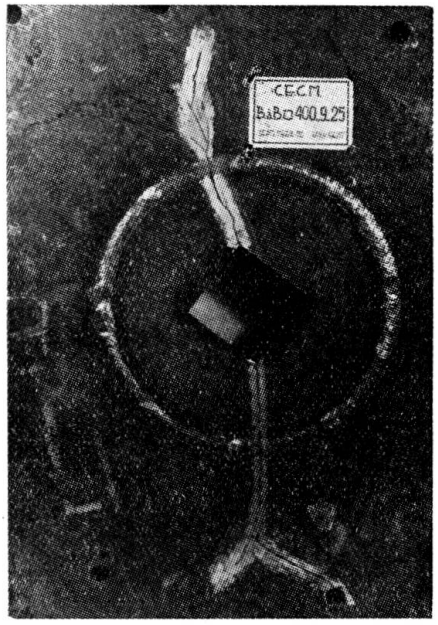



FIG. 14. Rupture après refroidissement d'un disque contenant une ouverture à angles vifs réalisée avant soudage

sont déterminantes de la rupture fragile en présence d'un défaut et à une température suffisamment basse, la température faisant le plus souvent intervenir des tensions thermiques dues au refroidissement hétérogène et dont l'effet s'ajoute à celui des tensions résiduelles.

Ces essais dont il a seulement pu être rendu compte partiellement et encore d'une manière sommaire, nous paraissent de nature, par leurs résultats, à mettre fin à certaines controverses au sujet de l'influence des tensions résiduelles sur le comportement des constructions du point de vue de la rupture fragile.

Ces essais peuvent paraître inutiles, le raisonnement, avancé depuis plus de 25 ans par d'éminents spécialistes, suivant lequel les tensions résiduelles de soudage ne se distinguent d'aucune manière des tensions mécaniques généralement quelconques ne nécessitait pas de support expérimental.

Cependant, les assemblages étudiés tout en caractérisant mieux le mode d'intervention des tensions résiduelles permettent au constructeur de comparer la susceptibilité des aciers à la rupture fragile à partir d'assemblages réels qui peuvent être considérés comme représentant les plus grandes difficultés constructives; la comparaison est évidemment plus pertinente et nécessite beaucoup moins d'extrapolation que celle qui peut être faite à partir d'essais sur des éprouvettes plus ou moins représentatives des constructions réelles.

Les résultats obtenus confirment la justesse et l'actualité des conclusions du Congrès de Cambridge en 1952.


## RÉSUMÉ

Il est rendu compte d'essais faits en Belgique sur des assemblages caractéristiques de deux difficultés rencontrées dans les constructions soudées:

1) Assemblage de deux pièces se rencontrant à angle droit et sollicitées chacune par un effort de traction.

La rupture de cet assemblage dépend de la tension réelle dans les angles et de la température.

Il existe pour l'assemblage une température d'aspect de rupture, pour laquelle un état triple de tension de traction est capable de provoquer la rupture fragile pour une tension extérieure donnée dont la grandeur est réduite par les tensions résiduelles de soudage.

La sécurité est considérable si les pièces sont raccordées par des arrondis même de faible rayon.

2) Assemblage constitué par une pièce soudée sur tout son pourtour à un cadre rigide.

Les essais mettent nettement en évidence l'influence des tensions résiduelles de soudage à une température suffisamment basse et en présence d'un défaut transversal important dans la soudure ou d'une entaille réalisée dans la pièce soudée sur toute son épaisseur en dehors du joint.



## SUMMARY

The authors describe tests, carried out in Belgium, with assemblies in which appear two typical difficulties currently found in welded construction:

1) Assembly of two elements meeting at right angles and each submitted to a tensile effort.

Collapse of this type of assembly depends on the actual stress at the angles and on temperature.

There is a temperature favourable to rupture for which a triple stress condition in the assembly may cause fragile rupture for a given external stress, which can be reduced by residual welding stresses.

Safety factor is large as long as the transition between the elements is tapered, even if the tapering radius is small.

2) Assembly of a thin element welded all around to a rigid frame.

The tests clearly show the influence of the residual welding stresses at a low enough temperature and in presence of an important transverse flaw in the weld or of a deep notch in the welded element outside the joint.


## ZUSAMMENFASSUNG

Bericht über in Belgien durchgeführte Versuche an Schweissverbindungen mit zwei für geschweisste Konstruktionen charakteristichen Schwierigkeiten.

1) Verbindung zweier sich rechtwinklig kreuzender Zugstäbe.

Bei dieser Verbindung hängt der Bruch von der tatsächlichen Spannung in den Winkeln und von der Temperatur ab.

Es besteht für die Verbindung eine Bruchtemperatur, bei welcher ein dreiaxiger Zugspannungszustand bei einer gegebenen äussern Spannung, deren Grösse durch die Schweisspannungen verringert wird, einen Sprödbruch verursachen kann.

Die Sicherheit wird beträchtlich erhöht, falls die Werkstücke mit Ausrundungen, selbst von nur kleinen Radius, versehen werden.

2) Verbindung bestehend aus einem längs seines ganzen Umfangs an einen steifen Rahmen geschweissten dünnen Blechs.

Bei einer genügend tiefen Temperatur und bei einem bedeutenden Querfehler in der Schweissnaht oder einer Kerbe ausserhalb des Stosses über die ganze Breite des Werkstückes zeigen die Versuche klar den Einfluss der Schweissspannungen.



## RESUMO

Os autores descrevem ensaios realizados na Bélgica, em ligações que caracterizam duas das dificuldades encontradas em construções soldadas:

1) Ligação de dois elementos em anglo recto, ambos submetidos à tracção.

A rotura desta ligação depende da tensão real nos ângulos e da temperatura.

Existe uma temperatura favorável à rotura, para a qual um estado de tensão triplo de tracção pode provocar a rotura frágil para uma dada

tensão exterior cuja importância é reduzida pelas tensões residuais de soldadura.

A segurança é considerável se a transição entre os elementos comporta arredondamentos, mesmo de pequeno raio.

2) Ligação constituída por um elemento delgado inteiramente soldado quadro rígido.

Os ensaios mostram claramente a influência das tensões residuais de soldadura a uma temperatura suficientemente baixa e em presença de um defeito transversal importante na soldadura ou de um entalhe sobre toda a espessura do elemento, fora do cordão.

Leere Seite
Blank page
Page vide

# III c 1

## Improved technique for practical welding operators

## Verbessere Ausbildungmethode für Schweisser

## Aperfeiçoamento da técnica dos soldadores

## Perfectionnement de la technique des soudeurs

G. GORDON MUSTED

Birmingham

### INTRODUCTION

With the ever increasing applications of welded steel construction, there is a demand for information concerning a more speedy method of training structural steel workers as practical welding operators in the shortest possible time for the welding of mild steel structural fabrications.

Many authorities have set forth their views on the training of welders, these have been published from time to time in most of the loading periodicals, as well as in book form, all of which are excellent works to advance the operator who has already a smattering knowledge of welding, or to present to the buyer of equipment for welding, a set of operating instructions for general purpose work.

This paper deals exclusively with the practical side only, and has no reference to laboratory methods for the making and testing of welds such as are used in most welding schools.

This improved technique for training is based on a definite programme for a series of practical exercices, which consist of making actual «mock set up» of jobs such as he will require to make when he goes on production work, this stimulates and increases his interest, and at the same time he gets as much practice in three weeks, as compared with other methods using six weeks training.

The success of any training scheme will depend largely upon the type of instructor or supervisor, and the type of individual selected for training.

The instructor or supervisor should be a first class practical welder himself, capable of demonstrating and lecturing the trainees, and should be able to determine if the selected men are likely to become suitable for welding under further supervision. A competent instructor should be

able to assess during the first three days of initial training, and so avoid any unnecessary expense of further training.

Finally, the author does not claim that this three weeks course will produce craftsmen welders, but it will give properly selected men who show willingness to learn, the way to produce sound welds and acquire (with further practice) greater skill in the art of welding under proper guidance. These men should be useful after the three weeks course to put on simple downhand production work for welded steel construction.

Training commences with preliminary lectures and practical demonstractions.

*Safety precautions*

Instructions for protection of eyes, skin, clothing, fire risk to property etc.

*Welding plant and equipment*

Preliminary instructions showing how to recognise and start up the plant for welding.

*Striking the arc*

Practical demonstrations showing the two methods for striking the arc, and making straight runs of weld metal deposit, explaining how to determine the slag from weld metal during welding.

*First practical exercise*

Each trainee is given a piece of plate not less than 8″ long by 4″ wide and 3/8″ thick, to practise striking the arc, and making a series of straight runs of weld deposit side by side, making sure that each bead merges into each other, removing the slag after each run, using both sides of the plate for the first day's practise.

*Second day's practical exercise*

Each trainee is given another piece of mild steel plate, same size as was used for the first day's practise, for the deposition of bead runs until the trainee can readily strike the arc and maintain the correct arc length, and has achieved full control of the slag and weld metal deposit, and can deposit consistently beads of weld metal of correct length, width and profile, using various sizes of electrodes.

Further practise can be obtained by making superimposed bead runs over the first bead runs working across the latter.

Each trainee's test piece is marked or numbered and assessed by the instructor at the end of the second day:

1) uniformity of surface
2) degree of undercut or overlap
3) smoothness of merging the beads
4) surface cavities and slag traps
5) crater finish at plate edges

*Third day's practical exercise*

Practical demonstrations by the instructor showing how to make the test piece, explain to the trainees what they will be expected to do, in order that they may qualify for further training.

*Nature of final test piece for check test*

Sketch «A» illustrates the general arrangement of welds.
Fig. 1 showing a plan view of the bead and superimposed bead runs.

*Skech «A» illustrating nature of test piece for final check test--third days exrecises*

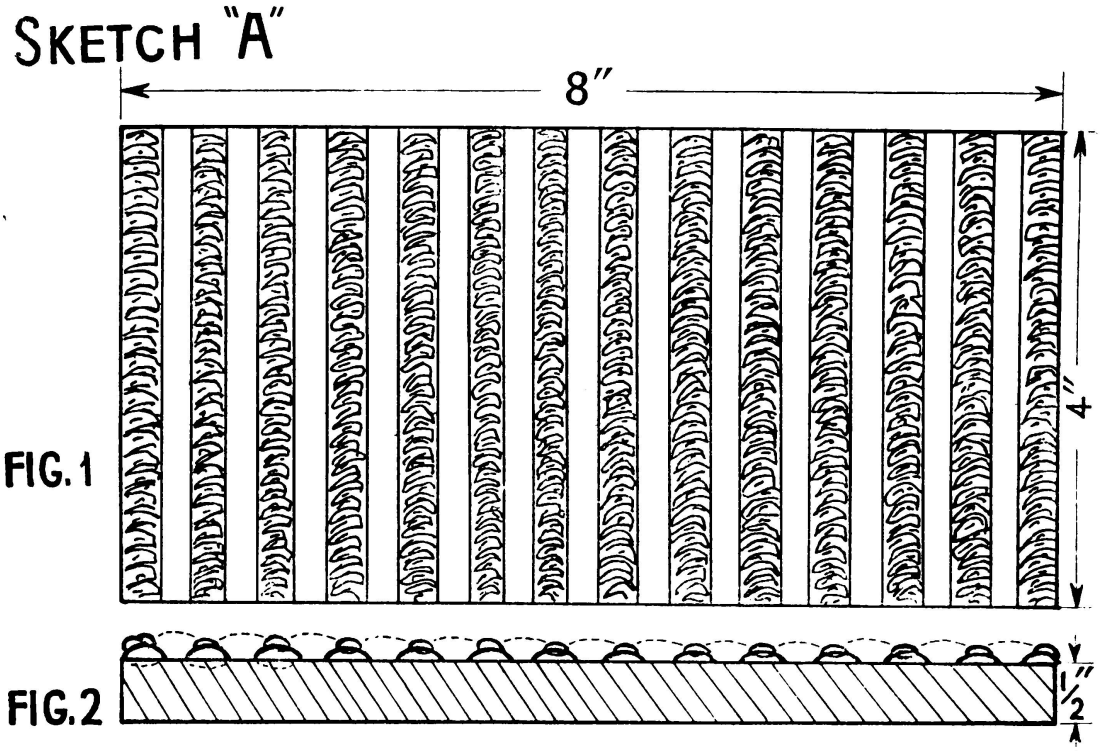



FIG. 1. plan view showing position on one side of the plate for head runs, and superimposed runs

FIG. 2. section of plate showing gaps for the final weaving runs- indicated by dotted lines from each bead run.

*Both sides of the plate is reinforced in this way which gives the trainee 25ft of actual welding on one small plate 8" long by 4" wide and 1/2" thick*

Fig. 2 showing section of the weld deposit, leaving a gap between for final welding by weaving runs, on a mild steel plate 8" long by 4" wide and 1/2" thickness.

Both sides of the plate is reinforced by welding, using bead runs and superimposed bead runs, weaving between the beads. The plate edges

are also reinforced by weaving, the actual amount of weld deposit on this small plate is about 25ft.

The finished test piece is then saw cut lengthwise, and then assessed by the instructor after visual examination for defects.

*Final training exercises for selected trainees*

Space limitations make it impossible to discuss all the exercises used for final training.

However, the accompanying illustrations show typical examples of exercises used to give each trainee the maximum practical training, in the shortest possible time.

Similar exercises are used to give the trainee some idea of the actual welded joint he will be expected to do by using odd pieces of rolled steel sections, angle bars, channels etc.

Diagram «B» showing three exercises:

Fig. 1 illustrates briefly the technique used to deposit straight bead runs horizontally without removing the slag after each run, working from the tack weld on either side of the plate in the vertical plane.

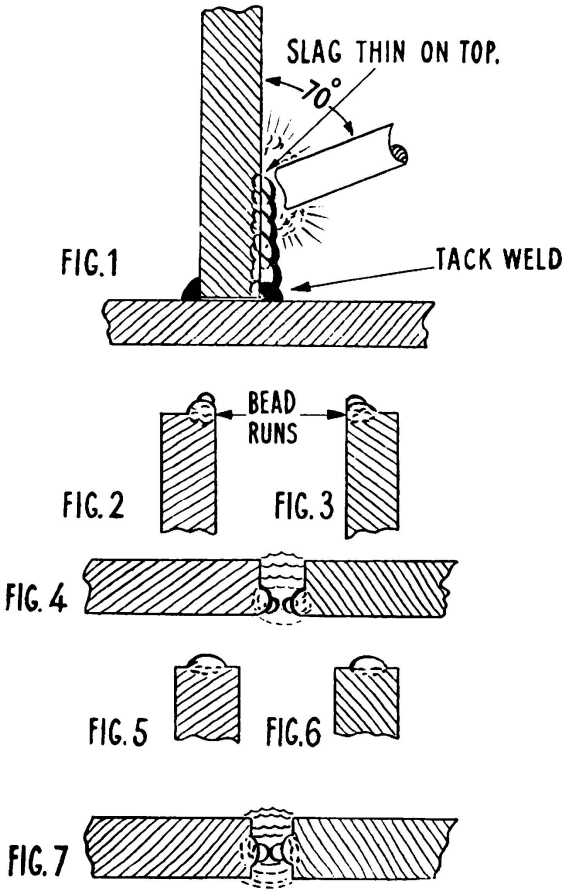



*Diagram «B» illustrating test plate for continuous bead runs on a mild steel plate in the vertical position, by use of downhand welding with the electrode at 70° angle to the vertical plate, working from the tack weld, without removing the slag after each run. (Fig. No. 1)*

FIG. 2 & 3. shows the plate edges built up with bead runs to form a single bevel preparation (instead of cutting the plate)

FIG. 4. illustrates a single vee butt joint formed by placing the two plates with built up edges forming a single vee preparation

FIG. 5 & 6. show two thick plates with bead runs in the centre of the plate edges to form a double vee preparation

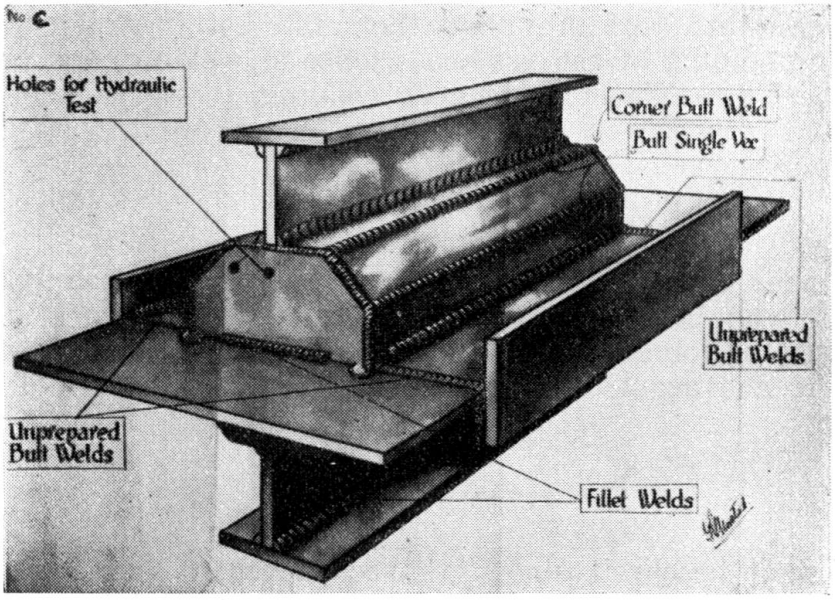
FIG. 7. shows the double vee joint obtained by built up preparation

In this way it is possible to make continuous beads, because the slag tends to fall down out of the way, leaving a thin skin of slag on the topside, which is easily removed when making subsequent superimposed runs.

Fig. 2 & Fig. 3 illustrate the technique for building the plate edges to form a single bevel, (instead of cutting a bevel) the two plates are laid flat and placed side by side to form a single vee butt joint as illustrated in Fig. 4.

Fig. 5 & Fig. 6 illustrate two thick plates with the centre of the plate edges built up to form a double bevel on each plate. The plates are laid flat and set up for a double vee butt weld as indicated in Fig. 7.

Photograph «C» shows a finished test piece which has been fabricated by welding 20 pices of mild steel plate 14″ long by 2 $^1/_2$ wide and 5/16″ tickness.




Photograph "C". Illustrates the final test piece fabricated from 20 pieces of mild steel plate 14″ long by 2 ½″ wide and 5/6 thickness

(44 welds in all) By use of natural single vee preparation for butt joints, and fillet, unprepared square butt, and corner butt welds

Test piece to be tested by hydraulic pressure for checking pressure tightness

No preparation (apart from setting up the parts) was required, for example the single vee butt joints are designed to form a natural single vee. This test piece involves 44 welds to make the following:

1) single vee butt welds
2) fillet welds
3) corner butt welds
4) unprepared square butt welds

(Finally tested by hydraulic pressure)

Each test piece is assessed by the instructor and marks given for the following:

1) pressure tightness
2) alignment
3) uniformity of welds
4) degree of undercut and overlap
5) surface cavities

Finally, the main object of this improved technique is to provide practical operators, and stimulate their interest in order to acquire a better understanding of the art and science of welding, and produce men who will take pleasure in doing good welding.


## SUMMARY

The paper describes a three weeks course for training men and apprentices who have experience in structural steelwork. These men should be useful for simple downhand production work for welded steel construction, and acquire with further practice, greater skill in the art of welding.

## ZUSAMMENFASSUNG

Die Arbeit beschreit einen dreiwöchentlichen Kurs zur Ausbildung von Arbeitern und Lehrlingen, die Erfahrung im Stahlbau haben. Diese Arbeitskräfte sollten für einfache Schweissarbeiten ausgebildet werden und durch weitere Praxis grössere Geschicklichkeit im Schweissen erlangen.

## RESUMO

O autor descreve um curso de três semanas destinado a operários e aprendizes que tenham alguma prática de construção metálica. Este pessoal torna-se útil para trabalhos simples de construção metálica soldada, e adquire com a prática, maior destreza na arte de soldar.

## RÉSUMÉ

L'auteur décrit un cours de trois semaines à l'usage d'ouvriers et et apprentis ayant une certaine pratique des constructions metalliques. Ce personnel rend service pour des travaux simples de construction métallique soudée, et acquiert, avec la pratique, une plus grande habileté dans l'art de souder.

# Discussão livre

# Discussion libre

# Free Discussion

# Freie Diskussion

Leere Seite
Blank page
Page vide

# III 1

## Soudage des aciers à haute résistance
**Discussion**

## Welding of high-tensile steel
**Discussion**

## Zur Schweissung hochwertiges Stähle
**Diskussion**

## Soldadura dos aços de alta resistência
**Discussão**

A. LAZARD
*Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées*
*Chef de la Division des Ouvrages d'Art de la S. N. C. F.*
Paris

Au cours des années 1955 et 1956 les Chemins de fer Français ont éprouvé des difficultés dans le soudage de ponts en acier à haute résistance, que ces aciers proviennent d'aciéries MARTIN (Française) ou d'une aciérie THOMAS (Luxembourgeoise). Le métal livré s'est révélé facilement trempable et de nombreuses criques ont été observées, soit dans le métal lui-même, soit dans les cordons.

Le remède à ces défauts a été recherché dans plusieurs voies qui, toutes, concernent les questions d'apport de chaleur. L'une des voies qui a abouti le plus rapidement à une solution satisfaisante a consisté à préchauffer les pièces à une température comprise entre 250 et 300° C. Le procédé est cependant coûteux.

Nous serions reconnaissants aux Membres du Congrès qui voudraient bien nous faire part des difficultés qu'ils ont pu rencontrer dans le soudage d'aciers de ponts ou de grandes charpentes en acier à haute résistance et les moyens *pratiques* qu'ils ont utilisés pour résoudre ces difficultés. Des détails du genre de ceux qui figurent dans la remarquable communication de MM. DIXON et THOMPSON (Page 571 de la Publication Préliminaire) nous seraient très utiles.

## RÉSUMÉ

Dans le courant de 1955 et 1956, la Société Nationale des Chemins de fer Français a éprouvé des difficultés dans le soudage de ponts en acier à haute résistance. L'acier s'est révélé facilement trempable et de nombreuses criques ont été observées, soit dans le métal lui-même soit dans les cordons de soudure.

La S. N. C. F. serait heureuse de connaître les moyens pratiques utilisés pour résoudre les difficultés relatives au soudage d'aciers à haute résistance susceptibles de tremper.



## SUMMARY

During 1955 and 1956, the French Railways experienced difficulties in the welding of bridges of high tensile steel. The steel was easily tempered and a great number of cracks appeared both in the metal itself and in the weld.

The French Railways would be very interested in hearing about practical methods used to solve the difficulties found in welding high tensile, easily tempered, steels.



## ZUSAMMENFASSUNG

Während der Jahre 1955 - 1956 sind bei den französischen Bahnen Schwierigkeiten bei der Schweissung von Brücken in hochwertigem Stahl aufgetreten. Der Stahl erweist sich als leicht härtbar; zahlreiche Risse, zum Teil im Grundmaterial, zum Teil in den Schweissnähten wurden beobachtet.

Die französischen Staatsbahnen würden sich glücklich schätzen, die praktische Methode zu kennen, um den aufgezeigten Schwierigkeiten begegnen zu können.



## RESUMO

No decorrer de 1955 e 1956, a Sociedade Nacional dos Caminhos de Ferro Franceses experimentou dificuldades na soldadura de pontes de aço de alta resistência. O aço adquiria têmpera com muita facilidade tendo-se observado grande número de fendas quer no próprio metal quer nos cordões de soldadura.

A S. N. C. F. teria muito interesse em conhecer métodos práticos utilizados para resolver as dificuldades relacionadas com a soldadura de aços de alta resistência susceptíveis de têmpera.

# III 2

## Fabrication of welded steel girders

*Discussion*

## Ausführung geschweisster Stahlträger

*Diskussion*

## Execução de vigas de aço soldadas

*Discussão*

## Exécution de poutres en acier soudées

*Discussion*

P. S. A. BERRIDGE

*M. B. E., M. I. C. E.*

London

Mr. Berridge observed that the authors had given a good account of modern workshop welding practice in the fabrication of girderwork, but so far as railway bridges were concerned they had not linked the requirements for erection and future maintenance with their ideas of designing for simplification of fabrication. His experience was that welded fabrication gave scope for improved site connections leading to simplified, and consequently quicker, erection, and facilities for future maintenance, better than had ever been possible with riveted construction. On the Western Region of British Railways where prefabrication had been adopted for spans up to 110 feet in length, there was a preference for that method of fabrication which by the completion of the flange-to--web fillets before the addition of the web stiffeners allowed those fillets to be deep peneration welds made with continuous coated rod fed by an automatic welding machine (Fig. 1). Using a 4 S. W. G. electrode, a 3/8-inch fillet could be laid down in a single run at a rate varying between 20 inches per minute with a current of 900 amperes and 12 inches with 600 amperes. With the girder tilted at an angle of about 45 degrees undercutting could be avoided altogether. Costly manipulators were not required. A girder distorted due to having a greater amount of welding

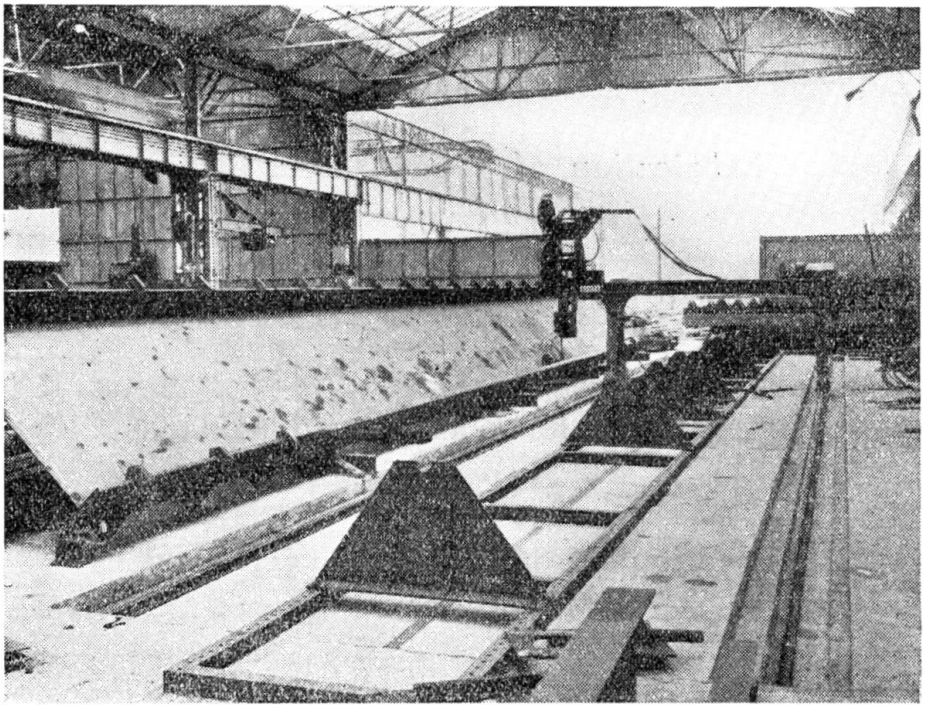


FIG. 1. Welding the web to a flange in a Fusarc automatic welding machine. Note long uninterrupted run attained by adding the stiffeners afterwards

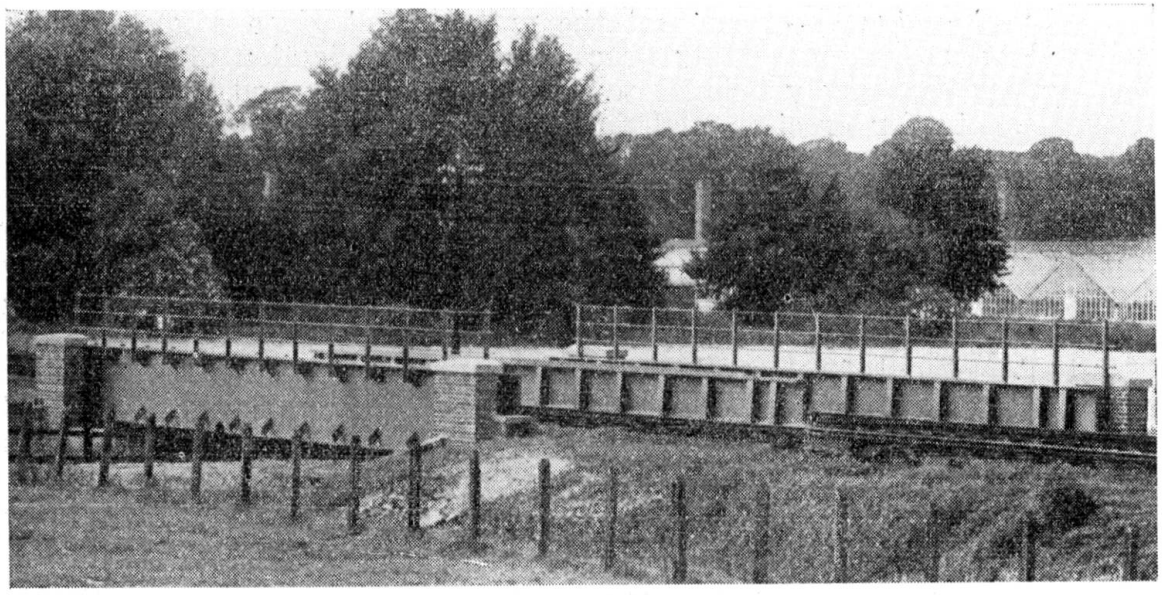


FIG. 2. In welded plate girder construction intermediate stiffeners are not always necessary on the outside of the outer girders

on one side than on the other, as might be the case with an outer girder where there were no intermediate stiffeners on the outside of the web (Fig. 2), was easily straightened by the application of heat from a propane gas burner. While problems of distortion were greater in welded fabrication, it should be remembered that riveted work was by no means immune from distortion. The act of riveting plates to one flange of an I-beam can result in considerable bowing if proper precautions are not taken against distortion.

A combination of welded fabrication in the workshop and the use of high strength bolts for all site connections was ideal.

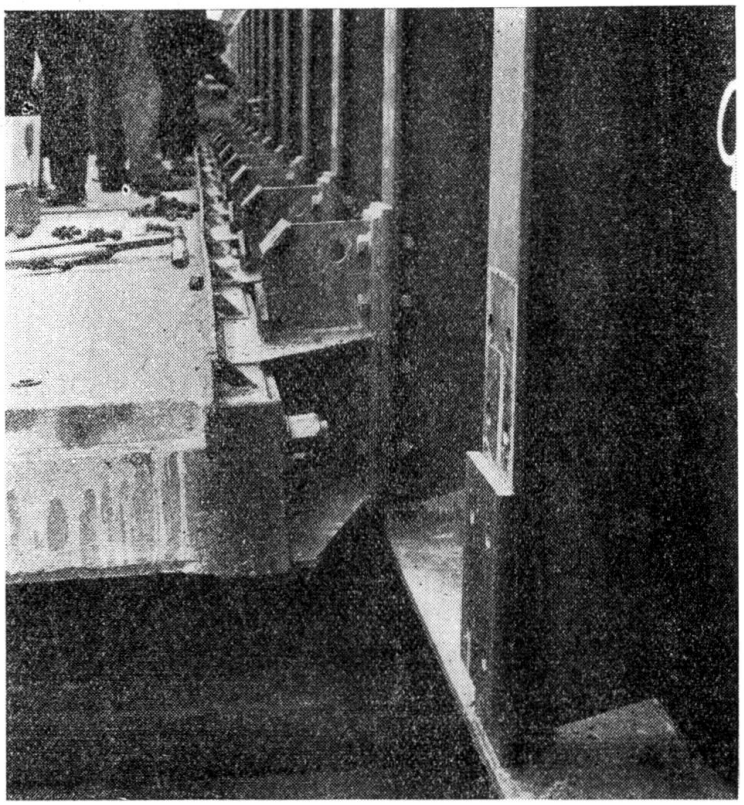


FIG. 3. The bolted connection between deck units (in this case they are of precast prestressed concrete) and the main girders of a half-through type span

Mr. Berridge had eliminated site welding during erection even in the half-through type plate-girder span. The design incorporated tee section stiffeners presenting a sloping flange against which the ends of cross girders, or steel brackets in the case of precast prestressed concrete deck units, were landed on shear plates (welded on the face of the stiffener flange); and the moment stresses, due to the fixity of the joint, were carried by high strength bolts, tightened to a predetermined torque, completing the connection between the cross girders or steel brackets on the deck unit and the main girders (Figs. 3 & 4).

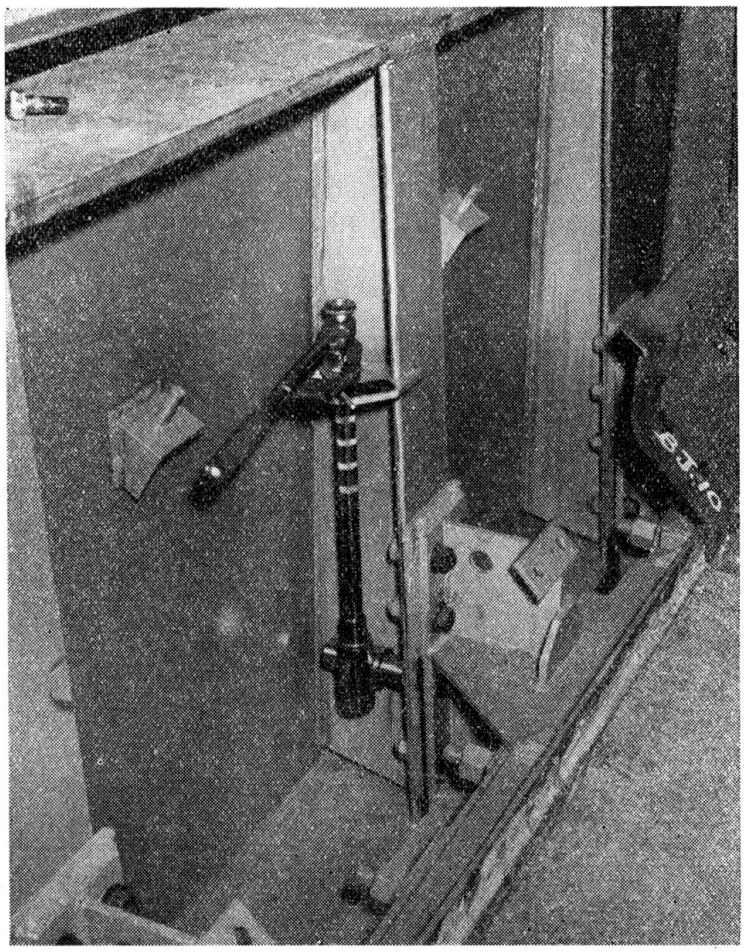


FIG. 4. The use of a torque-multiplying spanner in conjunction with a torque-limiting spanner for tightening high-strength bolts connecting deck units to a main girder

## SUMMARY

The author thinks the ideas expressed in the various papers for simplifying fabrication do not pay sufficient attention to the all-important requirements for site erection and future maintenance. The best practice in welded girder fabrication is to make the web-to-flange fillets using deep-penetration electrodes fed by an automatic machine (Fig. 1). It is important to tilt the girder to avoid undercutting; the stiffeners should be fitted afterwards, any distortion being removed by heat. It is not essential to fit intermediate stiffeners on both sides of the web (Fig. 2). The author shows a form of construction eliminating site welding. Shear between deck girders and main girders is carried by shear

plates welded on the sloping flanges of tee-shaped stiffeners while the moment stresses due to end fixity are taken by high strength bolts (Figs. 3 & 4).


## ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser war der Ansicht, dass die Vorschläge des Autors für eine Vereinfachung der Fabrikation äusserst wichtigen Bedürfnissen der Montage und des Unterhalts nicht genügend Rechnung trugen. Die beste Art, geschweisste Träger herzustellen, ist die Verwendung von Schweissmaschinen mit tiefwirkenden Elektroden für die Nähte zwischen Flanschen und Steg. (Fig. 1) Zur Vermeidung von Ueberkopfschweissungen ist es wichtig, dass der Träger gekippt wird; die Aussteifungen sollten nachträglich eingeschweisst werden, eventuelle Verdrehungen werden durch Erwärmen ausgeschaltet. Es ist nicht nötig, Zwischen-Aussteifungen beidseitig des Steges anzubringen. (Fig. 2) Der Verfasser zeigt eine Bauweise, die die Bauplatzschweissung vermied. Die Schubbeanspruchung zwischen den Fahrbahnträgern und den Hauptträgern wird durch Schubplatten übertragen, die an abgeschrägten Flanschen der T-förmigen Aussteifungen angeschweisst werden, während die Biegebeanspruchung infolge Endeinspannung durch hochwertige Schrauben übertragen wird. (Fig. 3 und 4).



## RESUMO

O autor pensa que as sugestões expressas nas diversas contribuições para simplificar a fabricação não dão suficiente importância às exigências da montagen e da conservação posterior das obras. Em vigas soldadas, é preferível executar os cordões de canto na ligação da alma aos banzos utilizando uma máquina de soldadura automática e electrodos de alta penetração (Fig. 1). Para evitar soldaduras ao alto torna-se importante inclinar a viga; os reforços da alma devem soldar-se posteriormente, sendo a viga desempenada a quente. Não é essencial colocar os reforços intermédios em ambos os lados da alma (Fig. 2). O autor indica uma forma de construção que permite eliminar a soldadura no local. O esforço cortante entre as vigas do tabuleiro e as vigas principais é absorvido por cutelos soldados nos banzos inclinados de reforços em T; as tensões devidas à flexão proveniente da rigidez das extremidades são absorvidas por parafusos de alta resistência (Figs. 3 e 4).



## RÉSUMÉ

L'auteur, est d'avis que les suggestions exprimées dans les différentes contributions en vue de simplifier la fabrication n'attachent pas sufisament d'importance aux exigences du montage et de l'entretien postérieur des ouvrages. Dans le cas de poutres soudées, il est préférable d'éxécuter les cordons d'angle de liaison de l'âme aux semelles au moyen d'une machine automatique en utilisant des electrodes à haute pénétration (Fig. 1). Pour éviter des soudures au plafond il est important d'incliner la poutre;

les raidisseurs doivent être soudés par après, la poutre étant dégauchie à chaud. Il n'est pas essentiel de placer les renforts intermédiaires des deux côtés de l'âme (Fig. 2). L'auteur indique une méthode de construction permettant d'éliminer la soudure sur place. L'effort tranchant entre les poutres du tablier et les poutres principales est absorbé par des goussets soudés aux semelles inclinées de raidisseurs et T et les contraintes dûes à la flexion provenant de la rigidité des extremités sont absorbées par des boulons à haute résistance (Fig. 3 et 4).

# III 3

## Causes de rupture des constructions soudées

## Causes of collapse of welded structures

## Ursachen von Unfällen bei geschweissten Konstruktionen

## Causas de rotura das construções soldadas

MARCEL PROT

*Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées*

Paris

Après les rapports si documentés qui figurent dans la Publication Préliminaire du Congrès et après les interventions si vivantes et si intéressantes que nous venons d'entendre, le problème des constructions soudées apparaît comme exceptionnellement délicat et complexe et j'éprouve le besoin — come vous l'éprouvez peut-être vous-même — de chercher à faire une brève synthèse de la question en classant méthodiquement ses éléments essentiels.

Les ruptures observées sur les constructions soudées sont imputables au fait que:

1° – les sollicitations sont excessives,

2° – la résistance du métal est insuffisante.

Les sollicitations des constructions soudées sont rendues excessives, au moins localement:

1-a – par les contraintes résiduelles d'origine thermique,

1-b – par des irrégularités de forme provoquant des concentrations de contraintes.

La résistance du métal peut se trouver insuffisante:

2-a – par des hétérogénéités susceptibles d'amorcer des fissures,

2-b – par une fragilité susceptible de favoriser le cheminement de fissures dès qu'elles ont été amorcées.

Ce classement sommaire des causes d'accident conduit au classement correspondant des moyens de les éviter et qui paraîssent être les suivants:

1-a – Amélioration des techniques de soudure réduisant au maximum les contraintes résiduelles: Préchauffage — Réchauffage — Refroidissement retardé.

1-b – Amélioration des formes constructives conduisant à une continuité aussi parfaite que possible des isostatiques.

2-a – Recherche, par des techniques sidérurgiques appropriées, d'un métal aussi exempt que possible de toute hétérogénéité, chimique ou physique, (géométrique ou mécanique) constituant un point faible du métal.

3-a – Recherche, par des techniques sidérurgiques appropriées, d'un métal exempt de fragilité, aussi bien avant qu'après soudure.

Pour ce qui concerne la réglementation et le contrôle des métaux soudables, il semble qu'on doive introduire dans la pratique courante les essais de résilience et de fatigue à basse température. La résistance à la traction d'un métal qui doit être retenue pour les calculs ne doit pas être sa limite de rupture ni sa limite élastique résultant d'un essai statique mais sa limite de fatigue. Cette limite de fatigue ne sera pas la valeur moyenne de quelques essais mais la valeur moyenne diminuée d'un nombre d'écarts moyens quadratiques dépendant du nombre des essais effectués.


## RÉSUMÉ

L'auteur résume et classe méthodiquement les causes d'accidents observés sur les constructions soudées.

Ce classement conduit à un classement des remèdes susceptibles d'être envisagés en ce qui concerne:

— l'élaboration des métaux soudables et leur contrôle,
— les techniques de soudure,
— le calcul et les formes des constructions soudées.



## SUMMARY

The author summarizes and classifies the different causes of collapse met with in welded constructions.

This classification in turn leads to a classification of the different remedies liable to be used concerning:

— Fabrication of weldable metals and their control.
— Welding techniques.
— Calculation and design of welded constructions.

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser gibt eine methodische Aufstellung des Ursachen von beobachteten Unfällen bei geschweissten Konstruktionen.

Diese Klassierung gestattet eine Zusammenstellung der Massnahmen, die zur Verhütung von Unfällen ins Auge gefasst werden sollten:

— die Entwicklung schweissbarer Metalle und ihre Kontrolle.
— die Technik des Schweissens.
— Berechnung und Gestaltung geschweister Konstruktionen.



## RESUMO

O autor faz um resumo e uma classificação das causas de acidentes verificados nas construções soldadas.

Esta classificação, por sua vez, leva-o a estabelecer uma classificação dos remédios susceptíveis de serem empregados no que respeita:

— à elaboração dos metais soldáveis e o seu controle.
— às técnicas de soldadura.
— ao cálculo e às formas das construções soldadas.

Leere Seite
Blank page
Page vide

# III 4

## Quelques réalisations françaises en construction soudée

## Some examples of french welded structures

## Einige französiche Ausführungen in geschweissten Bauwerken

## Alguns exemplos de estruturas soldadas executadas em França

A. DELCAMP
Paris

En complément de ma contribution dans la «Publication Préliminaire», je voudrais vous présenter quelques réalisations, françaises d'ouvrages d'art et de charpentes exécutés en construction soudée.

Je commencerai, à titre historique — puisque les deux ouvrages ont été exécutés il y a 15 ans — par vous décrire:

1°) – Le pont basculant de SAINT-NAZAIRE, de 31m.50 de portée, exécuté en acier à haute résistance, qui offre cette particularité que tous les assemblages sont soudés, y compris ceux des pièces en acier moulé entre elles et ceux des pièces en acier laminé sur pièces en acier moulé.

Cet ouvrage a magnifiquement résisté aux bombardements, les éclats de bombes ont percé un certain nombre de trous, mais aucun assemblage n'a failli. Un liberty-sphip l'a même heurté; les pièces déformées ont pu être redressées à chaud, sans démontage.

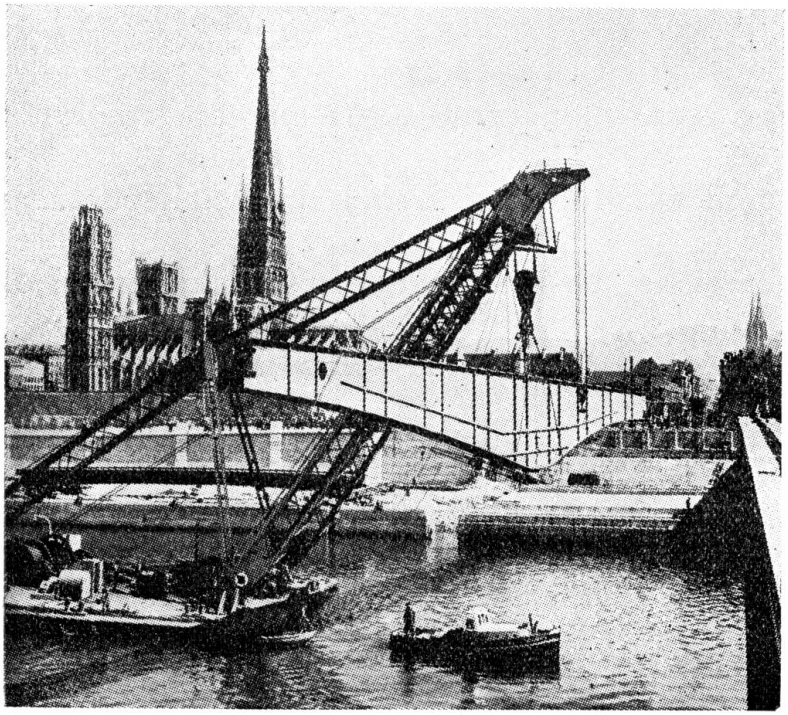
2°) – Le pont en arc, de NEUILLY, sur la SEINE, a été également exécuté en acier à haute résistance au chromecuivre. Il comprend deux arches, l'une de 86 m., l'autre de 67 m.

Parmi les ouvrages très récents, nous citerons:

### 1° – *Le pont Corneille, à Rouen, sur la Seine*

Cet ouvrage, en acier Martin soudable AC 42, comporte sur chaque bras de la Seine une travée centrale de 84 m., reposant sur deux consoles de 32 m. 70 chacune, prolongées elles-mêmes par des travées de rive

de 28 m. de longueur sur les rives. Ces poutres principales en caisson, au nombre de 9, de hauteur variable, supportent une chaussée de 18 m. et deux trottoirs de 5 m. Chaque poutre se compose de deux âmes, deux



Pont Corneille à Rouen

semelles supérieures et une semelle inférieure unique. La rigidité est assurée par des cadres intérieurs soudés sur les âmes au droit des entretoises.

**2° – *Le pont de Pont-de-l'Arche, également sur la Seine***

C'est également un ouvrage à poutres à paroi pleine de hauteur variable; sa longueur atteint 368 mètres.

Il repose sur 2 culées et 4 piles, les portées étant respectivement de 55 – 85 – 88 – 85 et 55 mètres. Le tablier est supporté par 7 poutres continues réunies par entretoises triangulées.

**3° – *Pont-tournant de Dunkerque***

C'est un ouvrage aux dimensions déjà respectables de 39 m. 65 de longueur totale: 25 m. 75 pour la volée et 11 m. 20 pour la culasse, avec chaussée de 9 m. et 2 trottoirs de 2 m. 20. Une voie ferrée normale est placée dans l'axe de la chaussée.

Il a été exécuté en acier Martin Ac 42 et soudé suivant une technique spéciale basée sur l'emploi d'électrodes à haute pénétration.

L'ouvrage a été assemblé entièrement sur terre-plein et mis en place d'un seul bloc, au moyen d'un ponton-grue de 200 T.

*4° – Pont-rail du Becquerel, près de Lille*

Il est constitué par un tablier métallique à 2 voies de 127 m. 40 de longueur et de 1 m. 196 d'épaisseur maximum, en 5 travées continues, une de rive côté PARIS, de 28 m. 50, 3 centrales de 25 m. 80 et celle de rive côté LILLE, de 20 m. 70, reposant d'une part sur les culées en maçonnerie, d'autre part sur 4 palées intermédiaires, enjambant les voies.

Le tablier comporte 2 poutres à âme pleine et de hauteur constante, espacées de 9 m. 65 d'axe en axe et reliées à leurs parties inférieures par des pièces de pont supportant les voies, posées sur selles métalliques par l'intermédiaire de longerons.

Les selles métalliques reposant sur des plaques en caoutchouc sont fixées directement sur les longerons; la fixation des rails est assurée par crapauds et boulons standards.

L'ensemble est complété par un platelage en tôle et un contreventement horizontal reportant les efforts transversaux du vent sur les différents appuis.

Le tablier métallique est de construction soudée, tant à l'atelier qu'au montage; seuls, les joints de montage des poutres principales, sont rivés.

Ces poutres, en dehors de leurs raidisseurs, sont en acier 55, le reste du pont en acier 42.

L'âme est constituée par une tôle de 14, les membrures sont des portions de 600 DIR, la hauteur hors tout de cet ensemble étant de 2 m. 650. Des semelles de 280 × 30 et 250 × 30, biseautées à leurs extrémités, en longueur et en épaisseur, sont soudées au droit des appuis intermédiaires et dans le cours de la travée de rive de 28 m. 50.

En raison des caractéristiques de l'acier, les semelles ont été soudées sur les membrures, après préchauffage.

La stabilité au voilement de l'âme a été calculée par les abaques de M. MASSONNET.

Le raidissement est assuré dans la région des appuis par des $^1/_2$ HN de 180 et 260 verticaux et dans la zone fléchie du milieu des travées par des $^1/_2$ HN de 260 horizontaux situés au $^1/_4$ de la hauteur.

Les pièces de pont espacées de 3 m. 225 à 3 m. 562 sont composées de DIN de 900 avec semelles soudées. La section des longerons est constituée par des fers 400 AP.

Les tôles de platelage de 8 m/m d'épasseur sont rivées pour en faciliter leur remplacement.

L'ensemble du pont a été calculé pour convois-types avec essieux de 25 T. Certains cas de surcharges produisant un soulèvement sur la culée côté LILLE, un contrepoids en béton a été prévu entre les deux dernières entretoises, dans la région de cet appui.

La culée côté PARIS, aménagée pour supporter les efforts de freinage, reçoit les appuis fixes.

La culée côté LILLE reçoit les appuis mobiles à rouleaux.

Chacune des palées intermédiaires comprend deux poteaux en béton armé indépendants l'un de l'autre.

Pour permettre la dilatation de l'ouvrage (sens longitudinal), ces poteaux comportent, en tête, une articulaion réalisée à l'aide d'appareils d'appui métalliques à balanciers, et la base une articulation FREYSSINET.

Pour résister aux efforts transversaux, sans effort d'extension dans la fondation de ces poteaux, il a été prévu un dispositif de précontrainte capable de suprimer tout risque de traction dans le béton, au niveau de l'articulation.

Les fondations des poteaux ont été réalisées à l'aide d'une dalle en béton reposant sur des pieux descendus jusqu'à la craie compacte.

Le tablier métallique a été mis en place par lançage en partant de la plateforme de montage constituée par le remblai d'accès côté LILLE et en s'appuyant successivement sur des palées intermédiaires constituées par des éléments de palées anglaises, ces palées étant placées entre les voies d'accès à la Gare de LILLE de façon à en permettre la libre circulation pendant les travaux.

En matière de charpentes, nous mantrerons les réalisation françaises suivantes:

a) *Charpente de support de pont-roulant pour casse-fonte*

Charpente soudée, d'une conception très moderne et hardie, puisqu'elle supporte deux ponts-roulants de 25 T. aux réactions particulièrement brutales.

Elle est constituée par des portiques articulés à la base; les divers éléments étant formés par des poutrelles large-ailes dont l'âme a été coupée en deux et entre les deux parties une tôle a été soudée.

b) *Poutres de roulement pour l'Aciérie Marin de Sollac*

Il s'agit d'un bâtiment de 120 m. de longueur, comprenant 4 halls de 32 m., 18 m., 25 m. et 25 m. de portée. Les poteaux sont écartés à 15 m dans le parties courantes, cet écartement étant porté à 37 m. 50 au droit des fours.

Les portées de 37 m. 50 sont franchies par des grandes poutres de roulement qui supportent deux ponts de 250 T. de charge utile, qui pourront être portés ultérieurement à 260 T.

Ce sont des poutres en caisson de 3 m. 50, soudées avec semelles d'épaisseur variant de 25 à 40 m/m; l'épaisseur totale maximum atteint 110 m/m.

Les poutres ont été montées en tronçons de 50 à 60 T. avec joints de montage rivés.

c) *Poutres de la salle des machines de la Centrale Thermique de la Bassée*

Montées à 30 m. du sol, elles supportent la couverture de la salle des machines et un plancher sur lequel reposent les dépoussiéreurs, les gaines, les ventilateurs, etc...

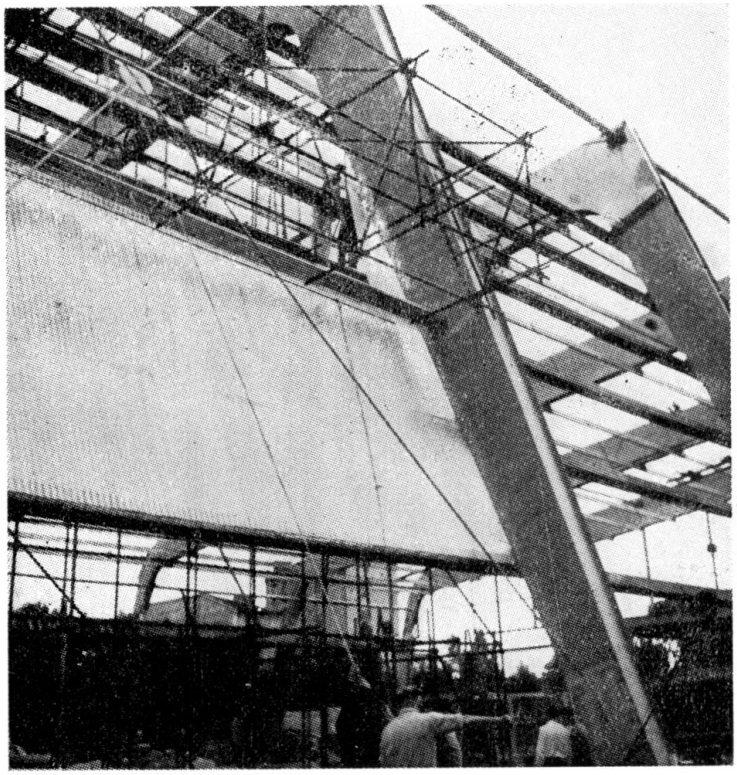
Leur portée est de 32 m.; elles sont à hauteur variable: 3 m. 40 dans la partie médiane (16 m.); hauteur portée progressivement ensuite à 4 m sur appuis.

Membrures en poutrelles H 600 coupées inégalement (500 + 100) avec trois semelles de 400 à 500 m/m de largeur et 25 à 30 m/m d'épaisseur, tôle d'âme en 15 m/m.

Les poutres ont été transportées au chantier en une seule pièce (35 à 40 T.).

**d) *Charpente de la patinoire de Boulogne, près de Paris***

Outre une piste de 60 m. × 30 m., elle comprend des tribunes pour 3.000 places et des annexes: bar, bureaux, vestiaires, etc...



Charpente de la Patinoire de Boulogne

La construction, qui laisse entièrement libre la surface occupée par la piste et les tribunes, se compose essentiellement de six fermes creuses, en tôle d'acier soudée, de 49 m. 50 de portée entre appuis au sol.

Ces fermes, espacées de 12 m. 60 d'axe en axe supportent à l'intrados une couverture et des parois latérales translucides en stratifiés de verre-polyester légers.

Seule, la partie basse d'un long pan, côté square, est en verre transparent sur 3 m. de hauteur environ.

Cette disposition, qui rend visible du dehors ce qui se passe à l'intérieur, est considérée comme moyen de propagande.

Les pignons sont revêtus sur les deux faces de planches d'aluminium cannelées à joints horizontaux, au-dessus d'une part, du soubassement

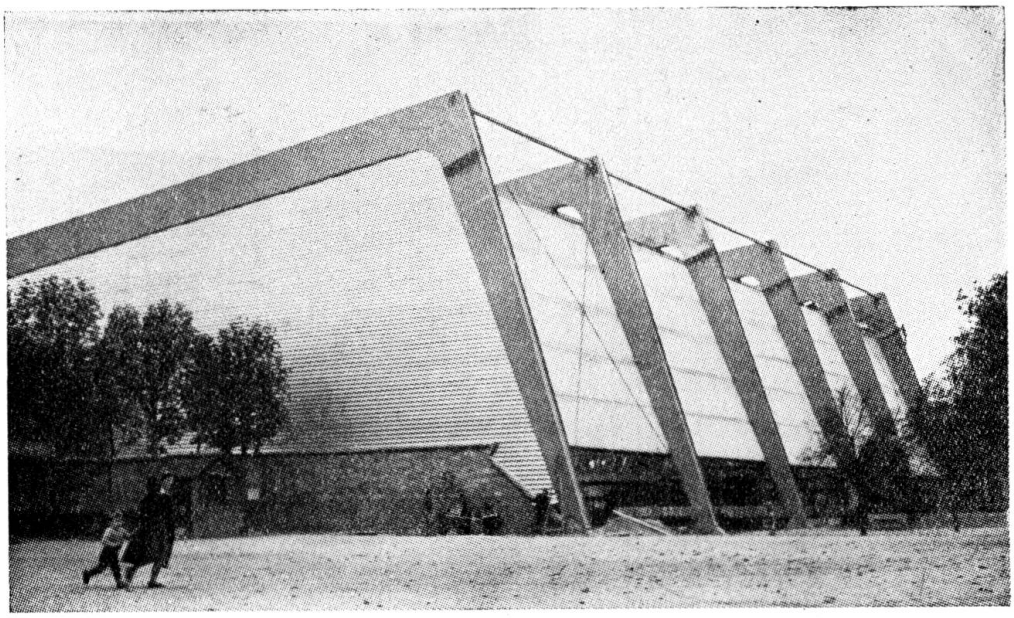
en maçonnerie du pignon Nord et des locaux annexes adossés intérieurement au pignon Sud, d'autre part.

Le maintien des fermes dans leur position définitive est assuré par 5 cours d'entretoises en tubes étirés sans soudure, de 267 mm de diamètre et de 7 mm. d'épaisseur.

Ces entretoises, fendues diamètralement aux extrémités, s'emmanchent sur des goussets qui traversent de part en part les caissons, les fermes-caissons et qui font corps avec les cadres raidisseurs.

Toutes les liaisons sont faites par soudure.

Pour obtenir, à la fois, l'éclairement par la lumière naturelle et la mise à l'abri des intempéries, le remplissage est effectué avec des matières



Patinoire de Boulogne

plastiques réunissant en un seul élément le plafond et la couverture; ce remplissage est léger, les panneaux ondulés de 12 × 2,3 m. pèsent 2,200 kg/m².

L'assemblage et la fixation du polyester sur la charpente sont réalisés par collage continu aux éthoxylines, qui doit permettre l'absorption des différences de dilatation entre le plastique et la charpente.

Pour que la jonction des panneaux avec les faces intérieures ou extérieures des poutres-caissons soit étanche, on a ménagé des relevés de rives.

## RÉSUMÉ

L'auteur, en complément de sa contribution dans la Publication Préliminaire, décrit un certain nombre de réalisations françaises d'ouvrages d'art et de charpentes exécutés en construction soudée:

1° – *Pont basculant de Saint-Nazaire* de 31, 50 m. de portée, exécuté en acier à haute résistance, entièrement soudé, y compris assemblages des pièces en acier moulé sur les pièces en acier laminé.

2° – *Pont en arc de Neuilly* sur la Seine avec deux arches de 86 m. l'une et l'autre de 67 m.

3° – *Pont Corneille* sur la Seine, à Rouen, avec une travée centrale de 99,40 m. de portée.

4° – *Pont de Pont de l'Arche,* avec cinq travées de 55 à 90 m. de portée.

5° – *Pont-tournant de Dunkerque* de 39,65 m. de longueur.

6° – *Pont du Becquerel,* près de Lille, de 127,40 m. de longueur en cinq travées continues.

7° – *Diverses charpentes* exécutées en construction soudée, dont la plus originale est celle de la patinoire de Boulogne près de Paris.


## SUMMARY

The author describes, as a complement to his contribution to the Preliminary Publication, a few examples of welded bridges and structrures built in France:

1.° *Weigh-bridge at Saint-Nazaire,* with a 31.50 m. span, built with high tensile steel, entirely welded, including cast to laminated steel assemblies.

2° *Neuilly arch-bridge,* on the Seine, with two arches of 86 m. and and 67 m. span.

3.° *Corneille bridge at Rouen,* on the Seine, with a middle span of 99.40 m.

4° – *Pont de l'Arche bridge,* with five spans of 55 m. to 90 m.

5° – *Revolving bridge at Dunkirk,* 39.65 m. long.

6.° *Becquerel bridge,* near Lille, with a total length of 127.40 m. in five continuous spans.

7.° *Several structures,* of welded construction, the most original of which is that of the Boulogne skating rink, near Paris.



## ZUSAMMENFASSUNG

Als Ergänzung zu seinem Beitrag im «Vorbericht» beschreibt der Autor eine Anzahl französischer Stahlbauten in geschweisster Ausführung.

1. *Klappbrücke von Saint-Nazaire* von 31.50 m Spannweite, ausgeführt aus hochwertigem Stahl, vollständig geschweisst, inbegriffen Verbindungen von Stahlguss auf Walzstahl.

2. *Bogenbrücke von Neuilly* über die Seine mit zwei Bogen von 86 und 67 m Spannweite.

3. *Corneille-Brücke in Rouen,* über die Seine mit einer Mittelöffnung von 99.40 m Spannweite.

4. *Pont de l'Arche Brücke* mit 5 Oeffungen von 55 bis 90 m Spannweite.

5. *Drehbrücke von Dünkirchen* von 39.65 m Länge.

6. *Becquerel Brücke,* bei Lille, von 127.40 m Länge, als Durchlaufträger über 5 Felder.

7. *Verschiedene geschweisste Stahlhochbauten,* deren originellste die Eisbahn von Boulogne bei Paris ist.

## RESUMO

Em complemento da sua contribuição à Publicação Preliminar, o autor descreve alguns exemplos de pontes e estruturas soldadas executadas em França:

1.º *Ponte basculante de Saint-Nazaire,* com um vão de 31,50 m, construída em aço de alta resistência, inteiramente soldada, incluindo as ligações entre os elementos de aço vazado e laminado.

2.º *Ponte em arco de Neuilly,* sobre o Sena, com dois arcos de 86 m e 67 m de vão.

3.º *Ponte Corneille em Ruão,* sobre o Sena, com um vão central de 99,40 m.

4.º *Ponte de Pont de l'Arche,* com cinco vãos de 55 m a 90 m.

5.º *Ponte giratória de Dunquerque,* com um comprimento de 39,65 m.

6.º *Ponte do Becquerel,* próximo de Lille, com um comprimento total de 127,40 m em cinco vãos contínuos.

7.º *Algumas estruturas,* de construção soldada, sendo a mais original a do rinque de patinagem de Boulogne, perto de Paris.