

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

**Band:** 5 (1956)

**Rubrik:** Structures in steel and light metal

### **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:** 05.01.2026

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



***CONSTRUÇÕES METÁLICAS***

***CONSTRUCTIONS MÉTALLIQUES***

***STRUCTURES IN STEEL AND LIGHT METAL***

***BAUWERKE IN STAHL UND LEICHTMETALL***

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

### **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**

**Estructuras 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

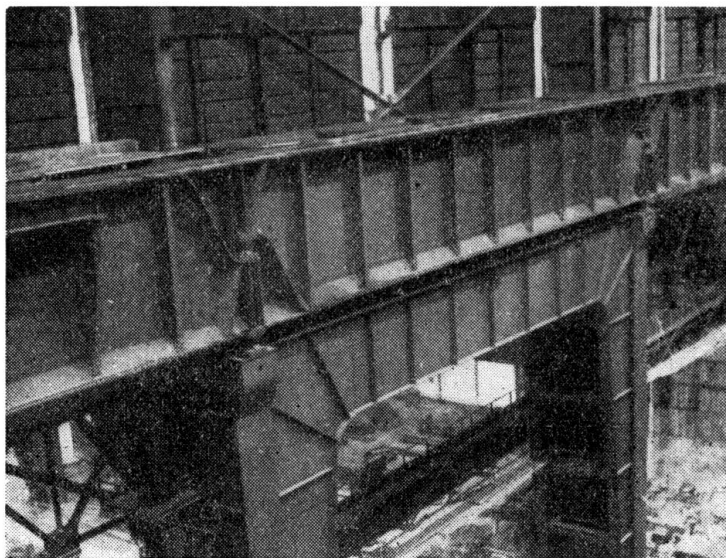
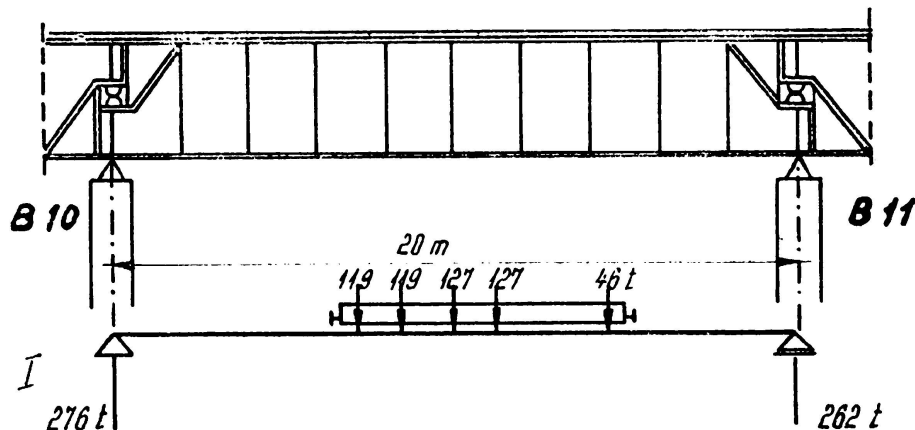


ABB. 1

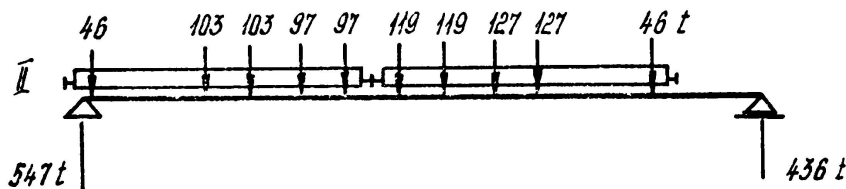
der Kranbahn entspricht den Raddrücken von 8 übereinandergestellten Lokomotiven der čsl. Brückenbauvorschriften mit 24 t Achslasten (Abb. 2.). Bei der Querschnittsbemessung wurde noch mit einem Ausgleichsbeiwert von  $\psi = 1,6$  gerechnet. Wegen der ungünstigen Grundver-



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 spannungsfreigegliht 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 geröntgt. 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.

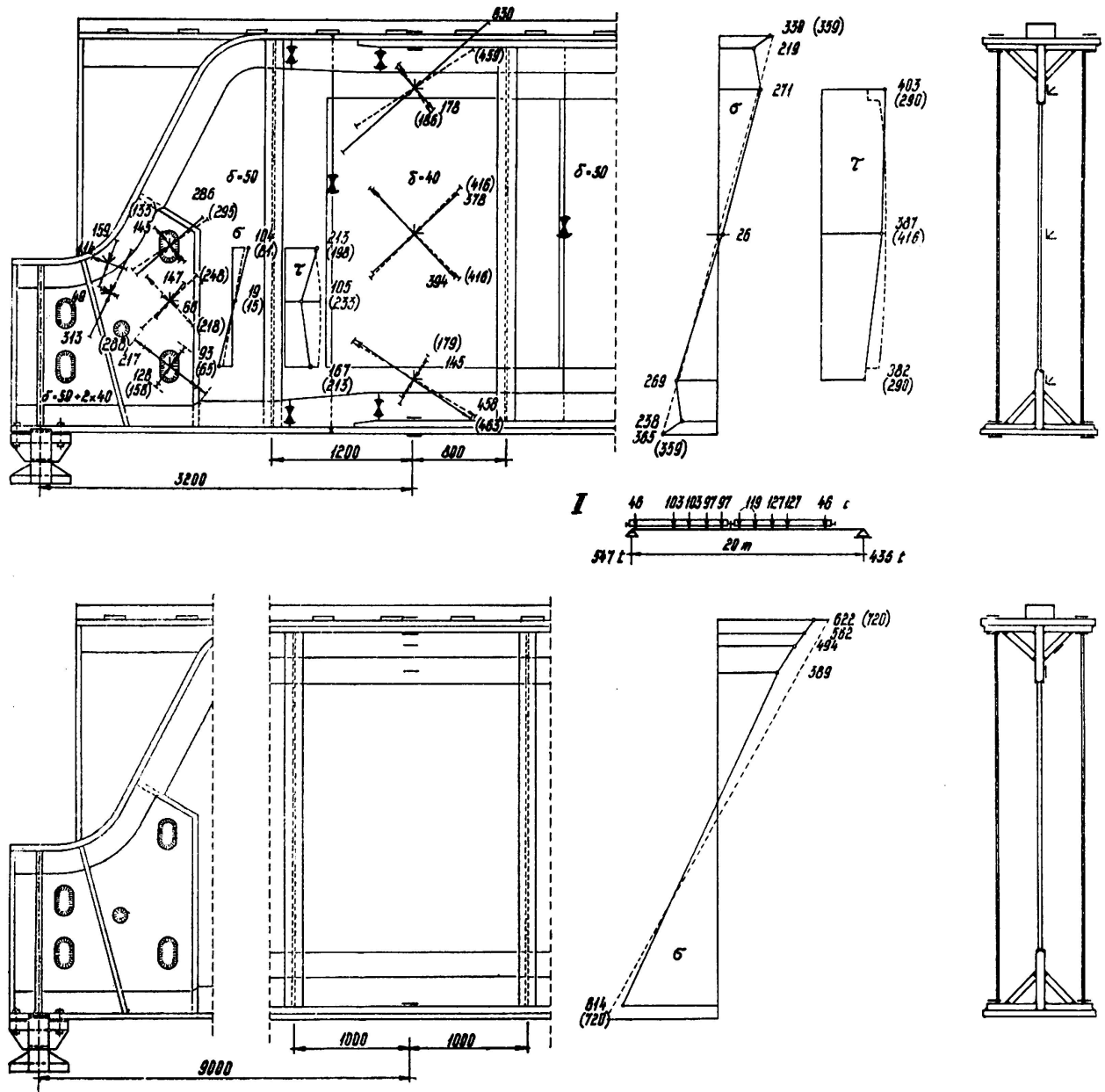


ABB. 5

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 Querkraften herrührenden Durchbiegung berücksichtigt werden; er beträgt etwa 30 %. Der Einfluss der geschweiften Enden auf die Durchbiegungen wurde hierbei 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 Querkraften 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 Schweissttechnik 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.

#### R E S U M O

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 transversal.

**R É S U M É**

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.

**S U M M A R Y**

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**

**Ensaaios 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  $\phi$  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  $200 \times 8$  mm diaphragms and a certain cooperation was secured at the top by welded sinusoidal standard road-surface reinforcing mat of flat bars ( $15 \times 3$  mm).

## Test deck N° I.

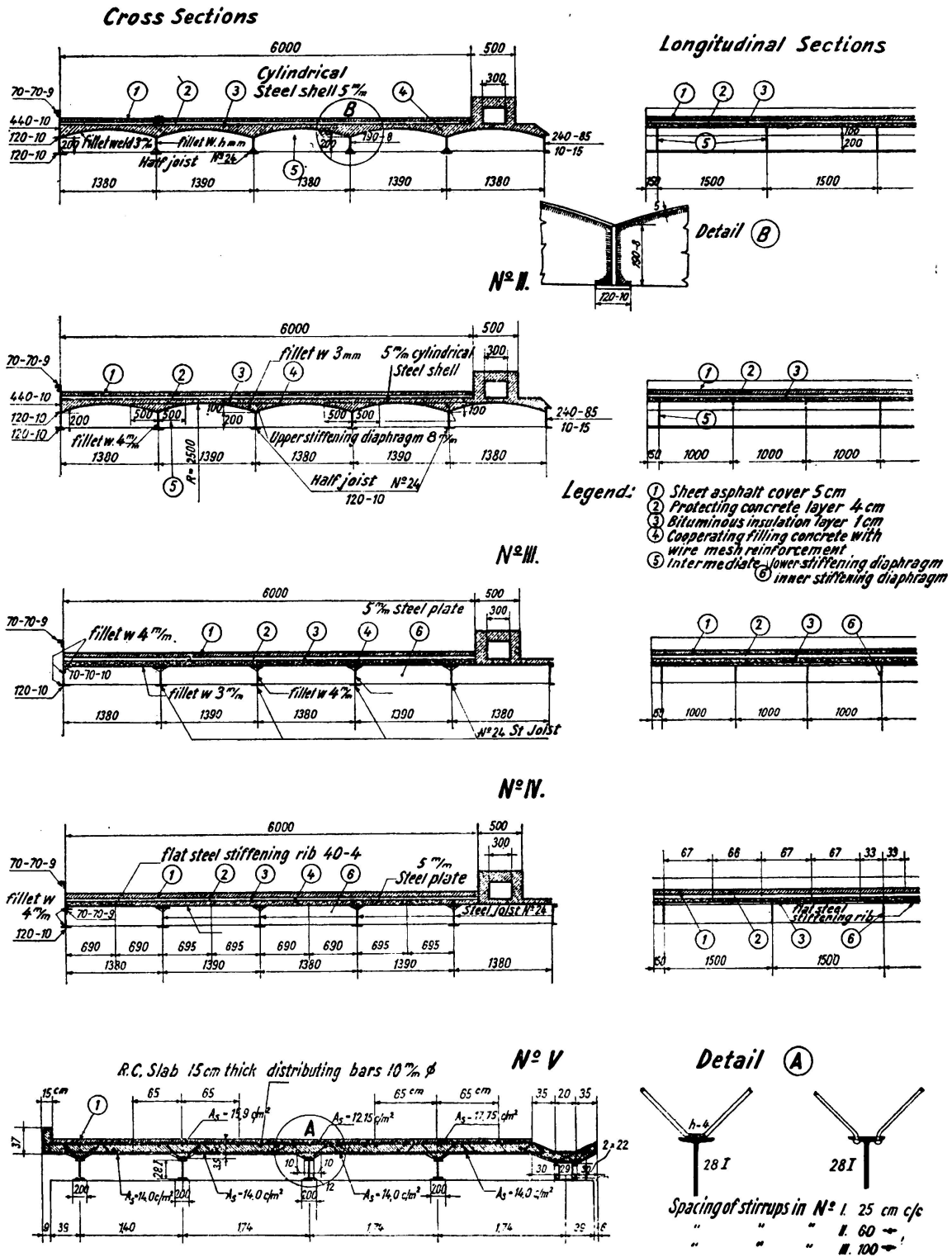


FIG. 1. Cross-section of the tested light-weight deck-structures

N<sup>o</sup> IV. was also of the flat-steel sheet type, differing from N<sup>o</sup> III again in the spacing and type of stiffening elements. Here the upper system consisted of  $40 \times 4$  flat bars welded in a net of  $67 \times 140$  cm.

N<sup>o</sup> V. was of the normal composite girder type, consisting of N<sup>o</sup> 28 steel joists cooperating with the upper 15 cm thick slab.

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

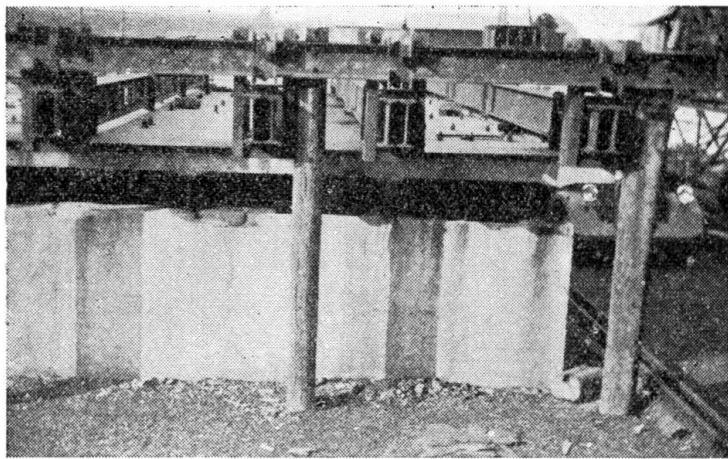


FIG. 2. View of the test-installation with supporting reinforced concrete piers and cantilever loading arms

(54 kg/m<sup>2</sup> and 420 kg/m<sup>2</sup>). 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).

*Static 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/cm<sup>2</sup>, but a considerable safety margin

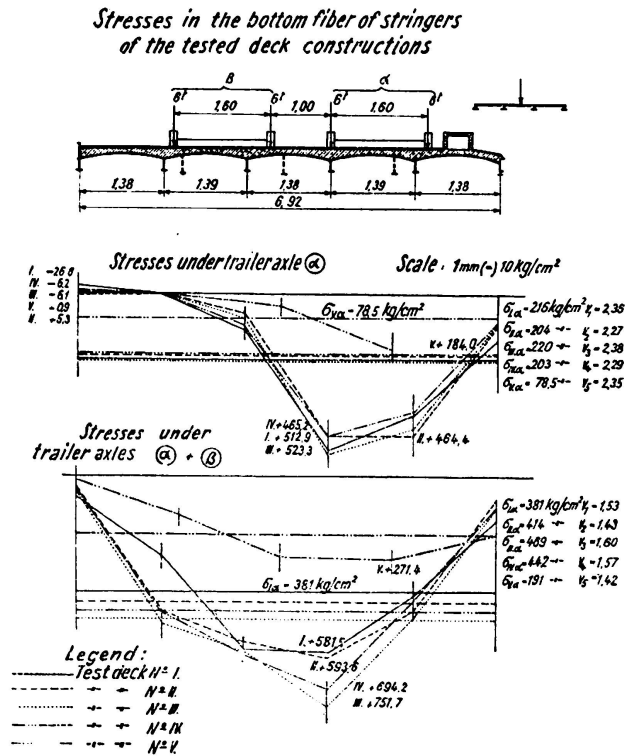


FIG. 3. Measured stresses under static loading with two 12<sup>t</sup> axes

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

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

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

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

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

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

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

Figure 10 illustrates the stress distribution diagrams for a bridge deck under a load  $P = 6.0t$ . The diagrams show the variation of stress ( $\sigma$ ) across the width of the deck, with the maximum stress occurring at the center of the deck.

The top diagram shows the stress distribution for a deck with a central support. The stress distribution is labeled with  $I(B)$  and  $R(C)$ . The maximum stress is  $318.8 \text{ kg/cm}^2$ . The diagram also shows the "Plain stress distribution line".

The middle diagram shows the stress distribution for a deck with a central support. The stress distribution is labeled with  $M(C)$  and  $N(B)$ . The maximum stress is  $349.1 \text{ kg/cm}^2$ .

The bottom diagram shows the stress distribution for a deck with a central support. The stress distribution is labeled with  $V$ . The maximum stress is  $251 \text{ kg/cm}^2$ .

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 « $\nu$ » 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 ( $190 \times 8$  web

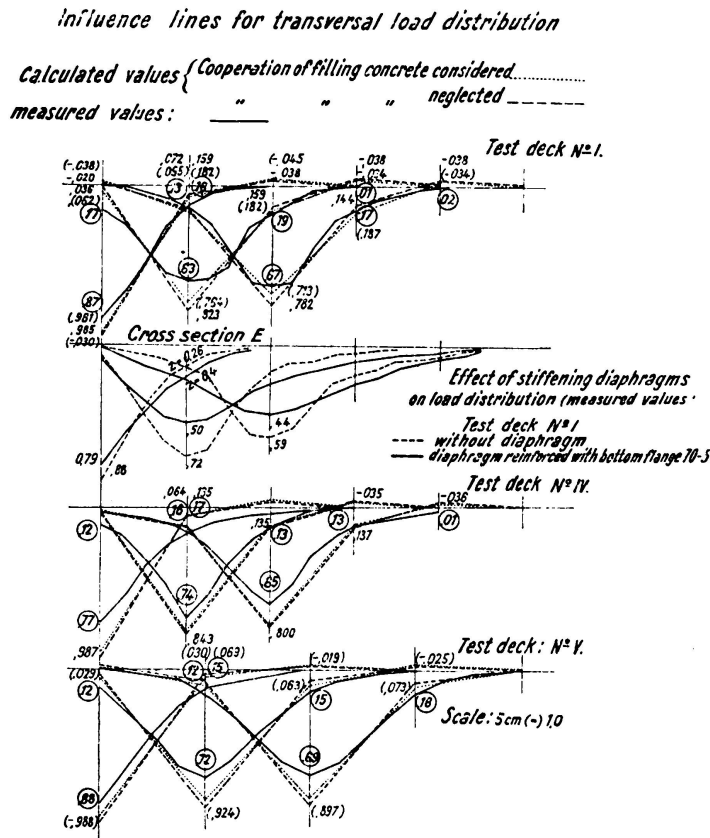


FIG. 5. Influence lines for transverse load distribution

$70 \times 8$  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

(if  $z = \frac{I_a}{I} \cdot \frac{l^3}{2a^3} = 0,5$ ) 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  $s = l \left(1 - \frac{4a}{x}\right)$  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.

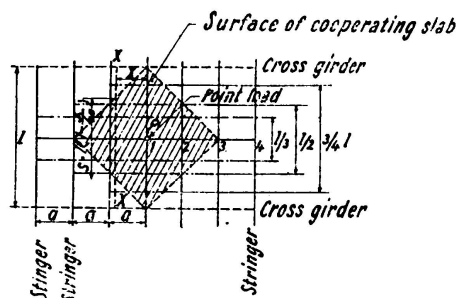


FIG. 6. Proposed shape of cooperating slab-width

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. Ensaíram-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 <sup>(1)</sup> 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. Arbeits-sitzung skizzierten Theorie <sup>(2)</sup> 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 Un-sicherheit 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/cm <sup>2</sup> |
|                       | $\sigma_w = 1,80$  | 2,30 t/cm <sup>2</sup> |
| Vollstab mit Walzhaut | $\varphi_w = 0,93$ | 0,89                   |
| Stumpfnäht Sondergüte | $\varphi_w = 0,90$ | 0,79                   |
| Stumpfnäht Normalgüte | $\varphi_w = 0,75$ | 0,70                   |

---

<sup>(1)</sup> 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.

<sup>(2)</sup> 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 Stumpfnahf gegenüber dem glatten Vollstab zeigt genau

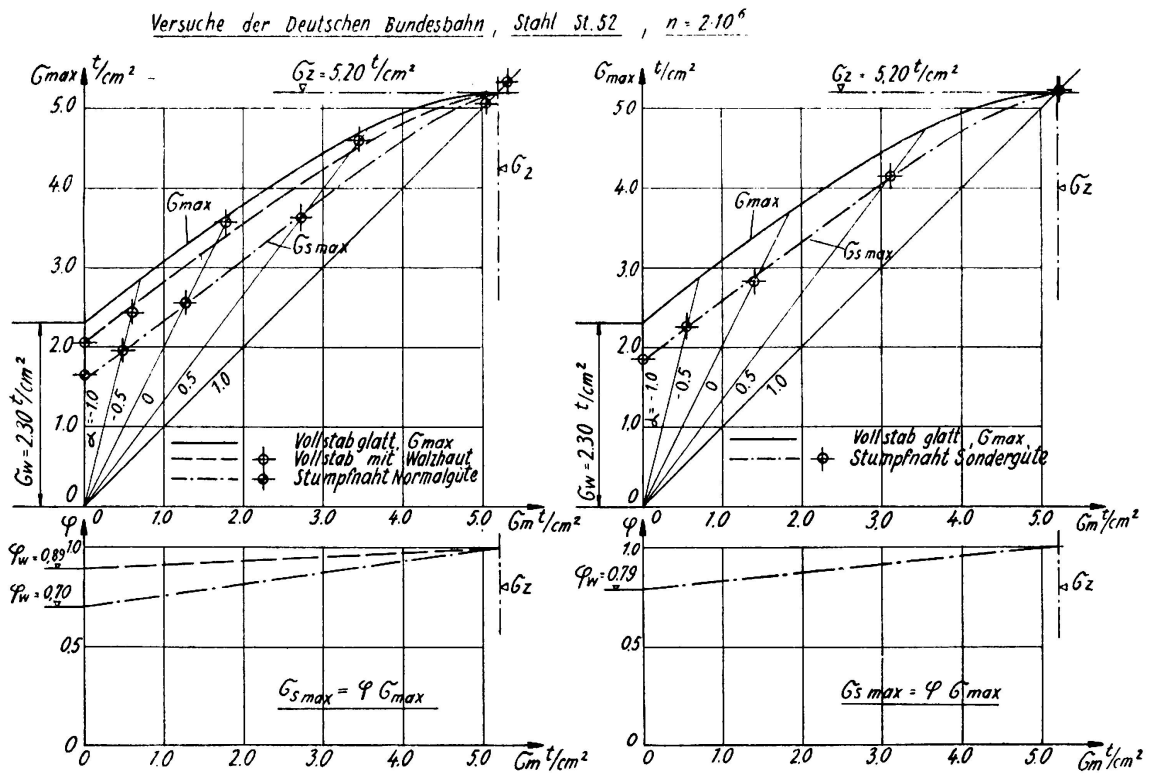


FIG. 1

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 Zusammenhang.

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Vergleich der von Dr. C. Popp im Vorbericht mitgeteilten Versuchsergebnisse mit unserer Theorie der Dauerfestigkeit führt zur Feststellung, dass der Einfluss einer Stumpfnäht 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 Stumpfnah-Sondergüte die Versuchsreihe B und mit Stumpfnah-Normalgüte die Versuchsreihe D darstellen, können jetzt die entsprechenden Werte für Flachstäbe mit einseitiger Querversteifung als Versuchsreihe C<sub>2</sub>, mit Kreuzstoss durch K-Naht als Versuchsreihe E<sub>1</sub> und mit Kreuzstoss durch Kehlnähte als Versuchsreihe F<sub>1</sub> 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 zu  $\sigma_D$  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  $\sigma_D$ ). Er war beispielsweise bei Nietverbindungen aus St 52/44 für Ursprungsbeanspruchung ( $\alpha = 0$ ), kaum grösser als Eins, wie die umfassenden Dauerversuche der ehemaligen Deutschen Reichsbahn und des Deutschen Stahlbau-Verbandes <sup>(1)</sup> 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 unwahrscheinlich ist. Von dieser Grundlage muss aber umso mehr abgewichen werden, d. h. der spannungstechnische Sicherheitsgrad  $\nu = \sigma_D : \text{zul } \sigma_D$ , 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 Stumpfnah-*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  $\nu = \sigma_D : \text{zul } \sigma_D$  Werte grösser als Eins. Die Spannungen  $\text{zul } \sigma_D$  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  $\alpha = +0,5$  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                   | $\alpha =$ |       |      |       |       |
|-------------------------|------------|-------|------|-------|-------|
|                         | - 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 <sub>2</sub> (Bild 4) | 1,38       | 1,33  | 1,43 | 1,50  | 2,19  |
| E <sub>1</sub> (Bild 6) | 1,96       | 1,74  | 1,60 | 1,45  | 2,19  |
| F <sub>1</sub> (Bild 9) | 1,53       | 1,46  | 1,26 | 1,18  | 2,20  |

<sup>(1)</sup> K. Klöppel, Zeitschrift «Der Stahlbau» 1936, Heft 13/14.

Den Wöhlerlinien, die den einzelnen  $\sigma_{11}$ -Werten zugeordnet sind, liegen jeweils 9 Versuchskörper zugrunde. An Stelle der dem Wert  $x = +1,0$  entsprechenden Dauerstandfestigkeit wurde die statische Zerreißfestigkeit, bezogen auf den ursprünglichen Querschnitt, verwendet. Alle Versuchskörper entstammen einer Charge mit Fließspannung  $\sigma_F = 3460 \text{ kg/cm}^2$ , **Zerreißfestigkeit**  $\sigma_{11} = 5050 \text{ kg/cm}^2$  und Bruchdehnung  $\delta = 28,7 \%$ . Der Stabquerschnitt ist 70 mm breit und 14 mm dick. Geschweisst wurde durchgängig mit erzsäuren Elektroden. Die Frequenz der Schenk'schen Dauerfestigkeitsmaschine betrug 33 Hertz, womit in den hier interessieren-

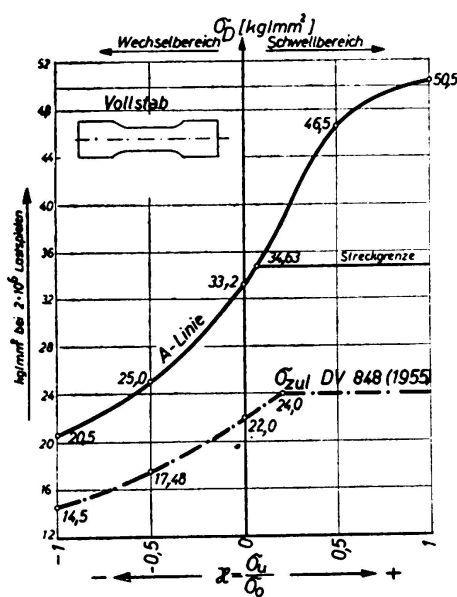


BILD 1

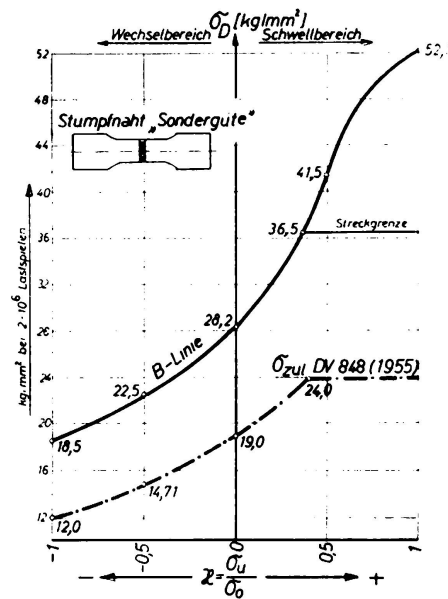


BILD 2

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  $v$  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  $\sigma_{11}$ , wofür eine strenge Kontrolle und Aussonderung mangelhafter Prüfkörper sorgte. Der Anriss erfolgte von inneren, geringfügigen Fehlstellen aus. Die Dauerfestigkeiten  $\sigma_{11}$  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 zu  $\sigma_D$  der B-Linie für  $\alpha = -1$  und  $\alpha = 0$  mit 12,0 und 19 kg/mm<sup>2</sup> noch erheblich unter den entsprechenden Dauerfestigkeiten  $\sigma_D$  der D-Linie mit 16,5 und 25,5 kg/mm<sup>2</sup>.

Es folgen nunmehr die Ergebnisse des eben erst beendeten zweiten Versuchsabschnittes. Die C<sub>2</sub>-Linie (Bild 4) trägt dem Fall Rechnung, dass beispielsweise gezogene Gurte durch Kehlnähte mit Quersteifen verbunden werden. Für den Bereich  $-1 \leq \alpha \leq \sigma$  sind die hierfür ermit-

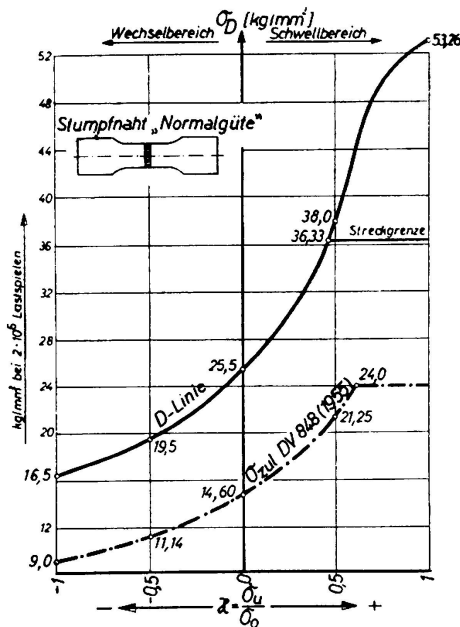


BILD 3

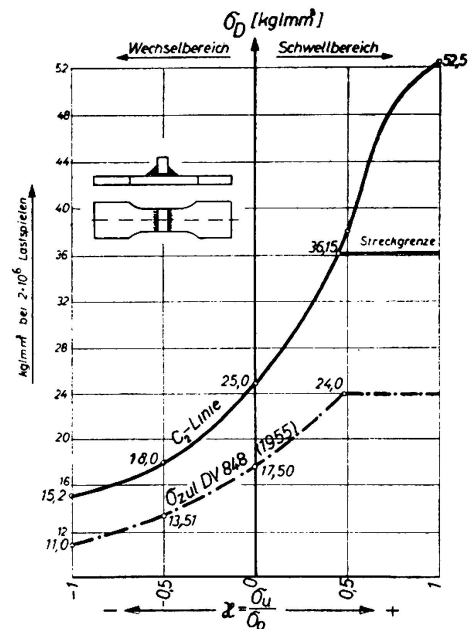


BILD 4

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<sub>1</sub>-Linie (Bild 6) des Kreuzstosses mit nicht-geröntgter, 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 ( $\alpha = -1$ ) zu niedrig und die Schwellzugfestigkeiten ( $\alpha = +0,5$ ) 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 zu  $\sigma_D$  im Bereich  $0 \leq \alpha < 1$  könnte zu empfehlen sein, ebenso aber auch wegen der eindeutigen Kerbe — der Bruchbeginn liegt stets im Nahtinnern (Bild 10) —

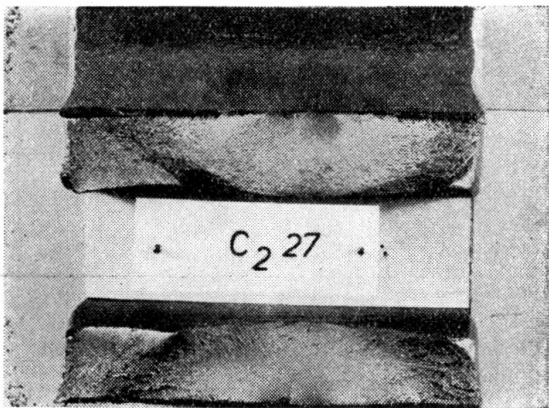


BILD 5

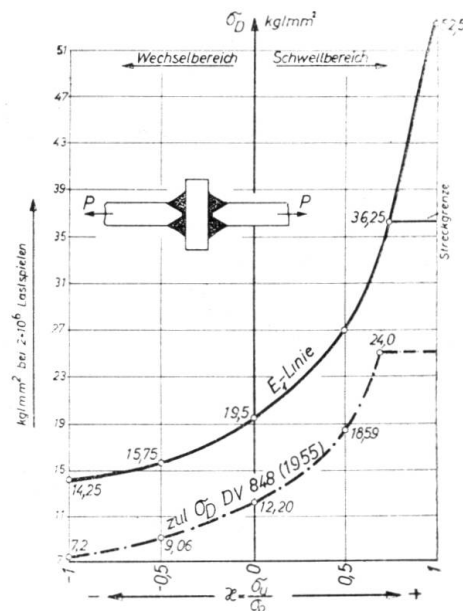


BILD 6

und der Herstellungsunempfindlichkeit eine Erhöhung von  $\text{zul } \sigma_D$  im Bereich  $-1 \leq \alpha \leq 0$ . 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  $\text{zul } \sigma_D$  der  $E_1$  — Linie noch gerade oberhalb den Dauerfestigkeiten  $\sigma_D$  der  $F_1$  — Linie, abgesehen von der Ursprungsbeanspruchung ( $\alpha = 0$ ), wo es sich aber fast um Gleichheit handelt ( $\text{zul } \sigma_D = 12,20 \text{ kg/mm}^2$  gegenüber  $\sigma_D = 12,0 \text{ kg/mm}^2$ ).

Die zulässigen Spannungen  $\text{zul } \sigma$  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  $\alpha \geq 0$  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,

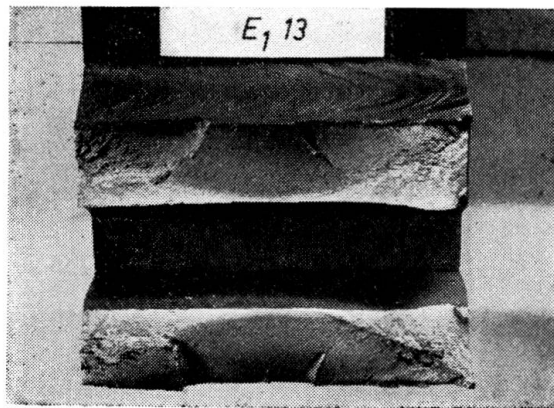


BILD 7

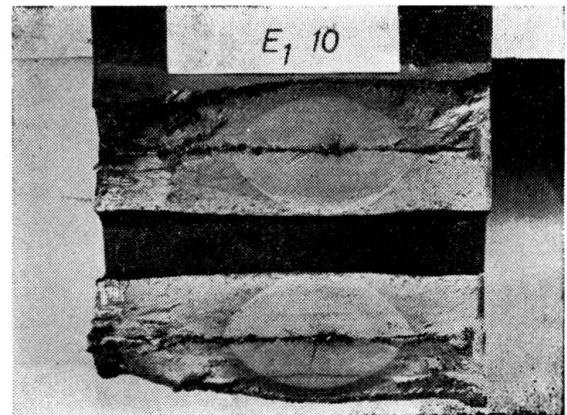


BILD 8

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 Kerbrerestspannungen 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 gar nicht 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-

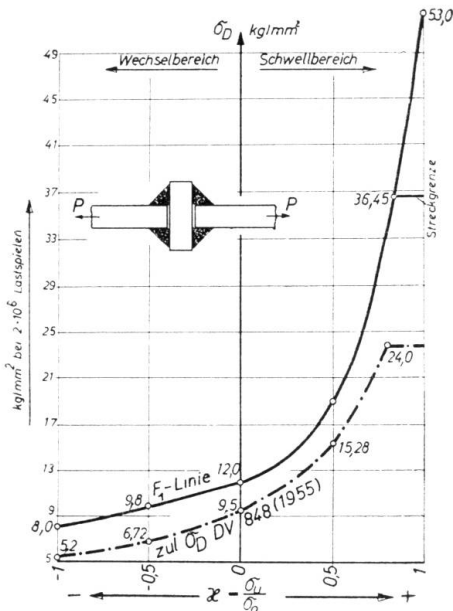


BILD 9



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 Spannungswerte  $\sigma_D$ , auch im Maschinenbau und Flugzeugbau immer mehr Beachtung findet. Wenn das für eine bestimmte Konstruktion laut Statistik gültige Belastungsprogramm in Belastungsstufen aufgelöst wird,

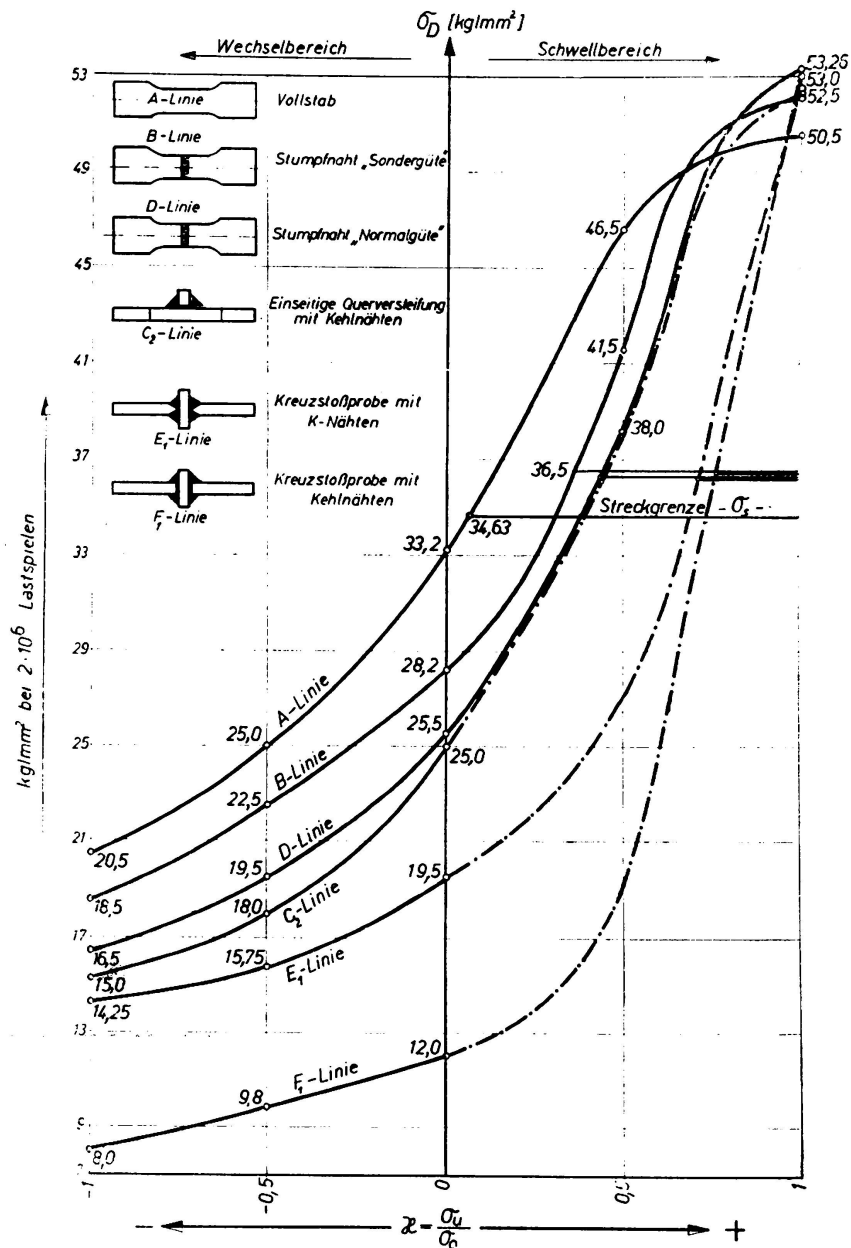


BILD 11

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.

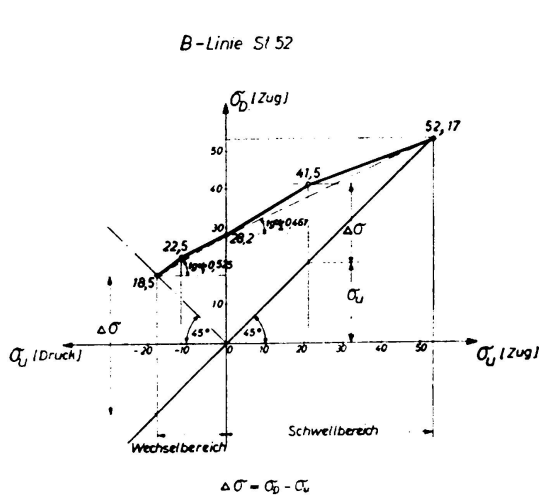


BILD 12

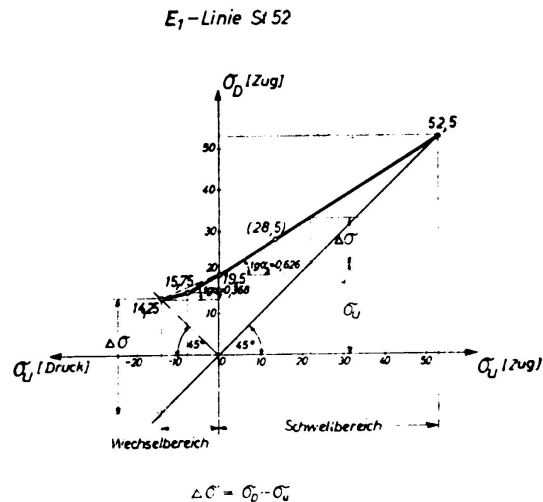


BILD 13

### 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 zu  $\sigma_D$ , 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.

#### R É S U M É

Des essais effectués avec des soudures en acier St 52 soumises à des sollicitations répétées, 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.

#### S U M M A R Y

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 Spannungszustand 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 <sup>(1)</sup>.

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 <sup>(2)</sup>, 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'encastremets, 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:

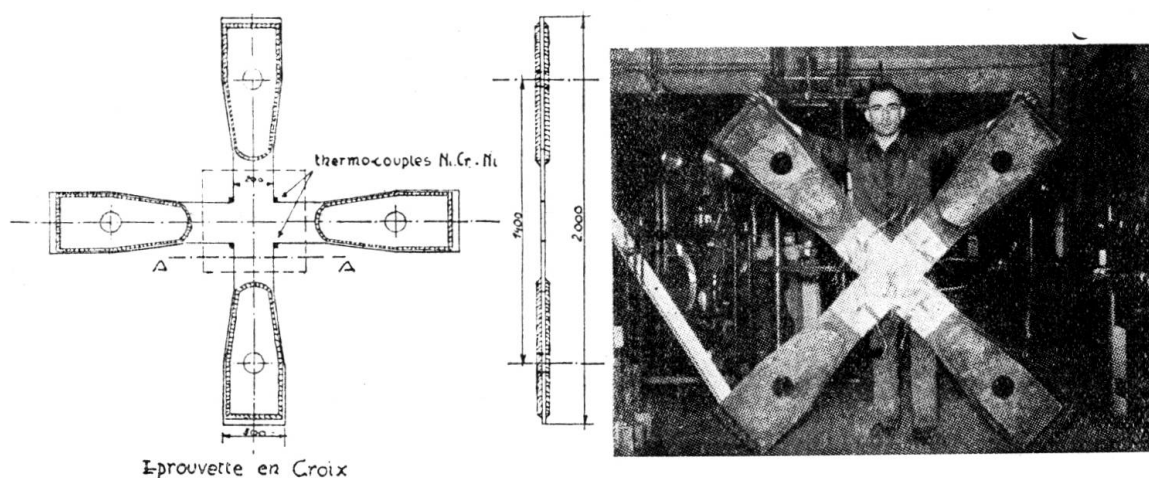


FIG. 1. Assemblage en croix

$C_1$ : 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

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

<sup>(2)</sup> 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 ( $200 \times 20$  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.

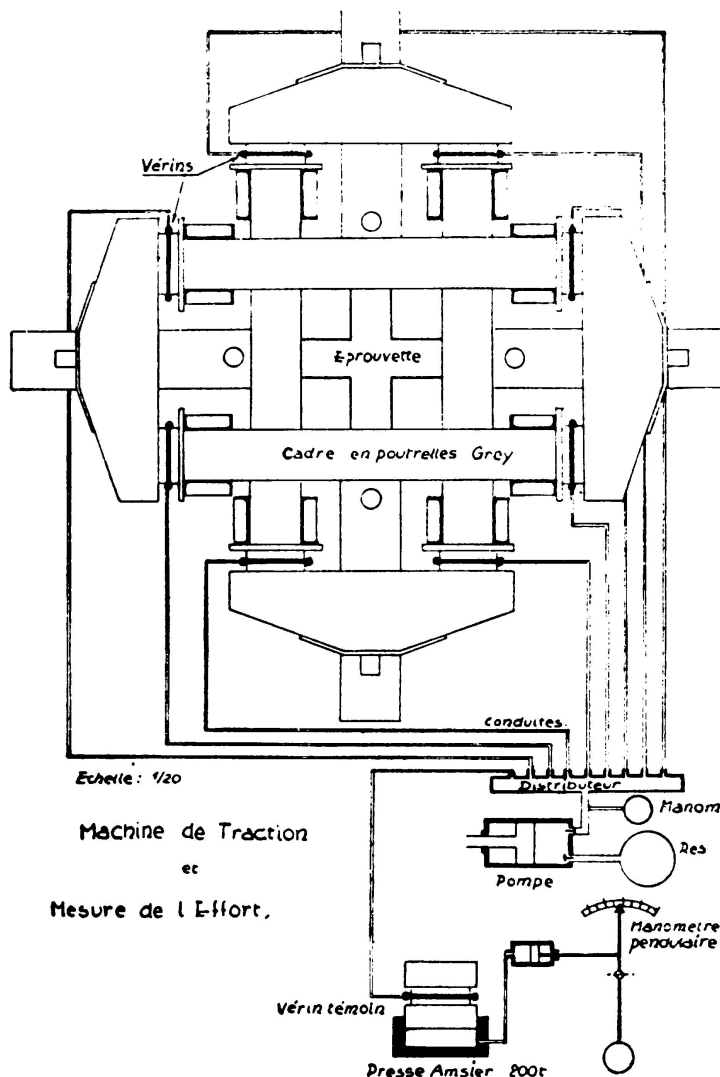


FIG. 2. Schéma de la machine de traction

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  $15 \text{ lbft} = 2,1 \text{ kgm/cm}^2$ ) était:  $A_1$ :  $0^\circ\text{C}$ ;  $A_2$ :  $-30^\circ\text{C}$ ;  $A_3$ :  $-15^\circ\text{C}$ .

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  $-140^{\circ}\text{C}$  (tension de rupture:  $70$  à  $80 \text{ kg/mm}^2$ ); 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  $-130^{\circ}\text{C}$ , pour un effort de  $191$  tonnes (tension moyenne:  $48 \text{ kg/mm}^2$ ) appliqué à *chacune* des branches de la croix. L'assemblage s'est rompu en

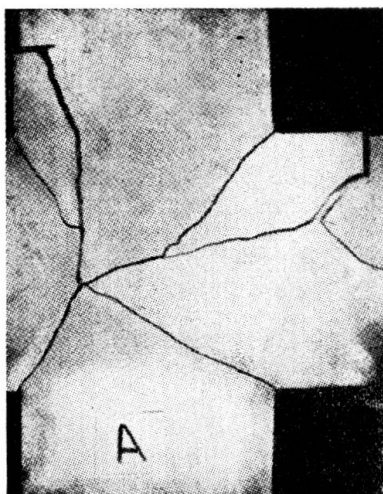


FIG. 3. Rupture fragile de la pièce  $C_1$

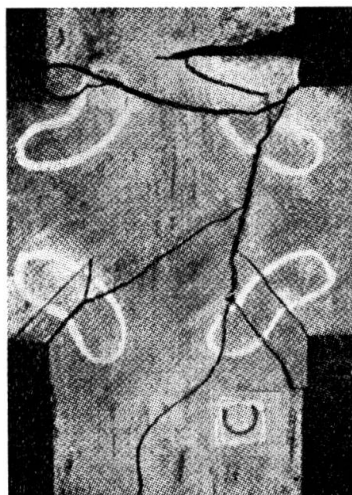


FIG. 4. Rupture fragile de la pièce  $C_2$

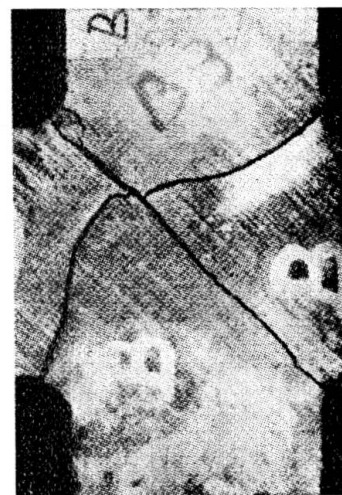


FIG. 5. Rupture fragile de la pièce  $C_3$

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  $-160^{\circ}\text{C}$ , l'effort de traction dans chaque branche atteignant la capacité maximum —  $200$  tonnes de la machine d'essai.

*Pièce  $C_3$* : rupture à  $-120^{\circ}\text{C}$ , pour un effort, sur chaque branche, de  $182$  tonnes (tension moyenne:  $45,5 \text{ kg/mm}^2$ ). 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<sub>1</sub>*: rupture à -120°C pour des efforts de 146 tonnes (tension moyenne: 36,5 kg/mm<sup>2</sup>) (figure 5). La soudure, contrôlée radiographiquement, était sans défaut. Le résultat moins favorable que pour la pièce C<sub>1</sub> 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<sub>1</sub><sup>e</sup>*: (pièce identique à C<sub>1</sub> 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/cm<sup>2</sup> (15 lbft).

La rupture *fragile* s'est produite pour un effort de 114 tonnes dans chaque branche (figure 6).

*Pièce C<sub>2</sub><sup>e</sup>*: Rupture *fragile* survenue à une température de -45°C, pour un effort de 117 tonnes (figure 7).

*Pièce C<sub>3</sub><sup>e</sup>*: Rupture *fragile* survenue à une température de -33°C pour un effort de 121 tonnes (figure 8).

*Pièce C<sub>4</sub><sup>e</sup>*: Rupture par *glissement* à une température de -25°C pour un effort de 109 tonnes (figure 9).

*Pièce C<sub>5</sub><sup>e</sup>*: 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  $C_1^{42-e}$  identique à la précédente, mais dont les angles étaient entaillés à la scie, suivant leur bissectrice et

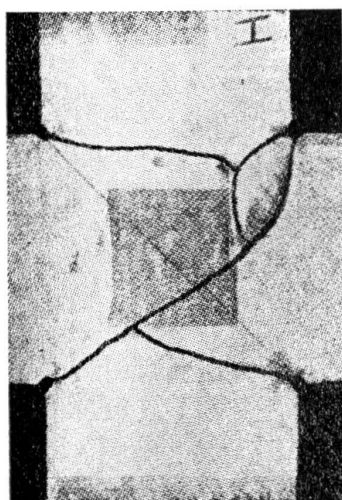


FIG. 6. Rupture fragile de la pièce  $C_1^e$

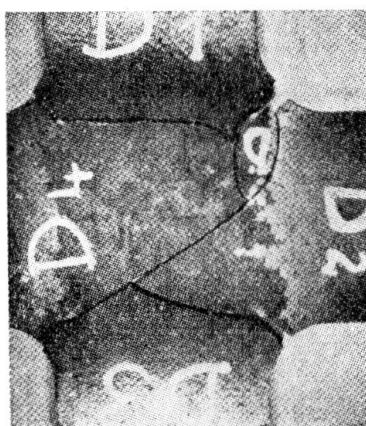


FIG. 7. Rupture fragile de la pièce  $C_2^e$



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  $+44^\circ\text{C}$ .

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  $C_1^{42-e}$* : La température de transition d'aspect de rupture de cette pièce dont les angles sont entaillés, est un peu supérieure à  $+30^\circ\text{C}$ ; 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  $+7^\circ\text{C}$ , valeur de beaucoup inférieure à la température de transition des pièces  $C_1^{42}$  et  $C_1^{42-e}$ .

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

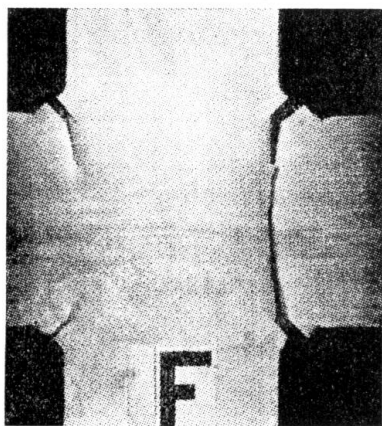


FIG. 9. Rupture de glissement de la pièce  $C_1$ .

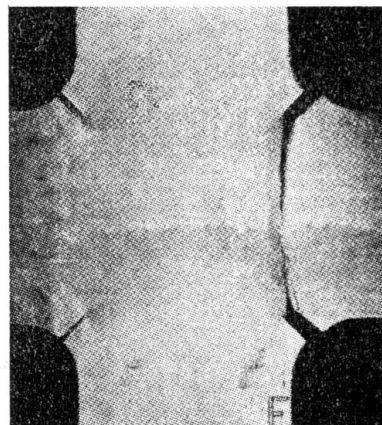


FIG. 10. Rupture de glissement de la pièce  $C_2$ .

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  $-120^\circ\text{C}$  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  $\text{kg}/\text{mm}^2$ ; pour l'éprouvette  $C_1$  elle est de 48  $\text{kg}/\text{mm}^2$  dans les branches, soit 72  $\text{kg}/\text{mm}^2$  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  $\text{kg}/\text{mm}^2$ .

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  $-120^{\circ}\text{C}$ ; pour des températures supérieures, la rupture serait vraisemblablement 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  $-120^{\circ}\text{C}$ , à la tension correspondante dans la pièce prélevée hors tôle, tout en étant encore très élevée:  $36,5 \text{ kg/mm}^2$  soit une tension dans l'angle d'environ  $44 \text{ kg/mm}^2$  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 (2<sup>me</sup> 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  $-35^{\circ}\text{C}$  pour l'acier A2 et  $+30^{\circ}\text{C}$  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  $C_2$  — 1<sup>ère</sup> série d'essais — et  $C_{2,42}$  — 3<sup>ème</sup> 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 refroidissement 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

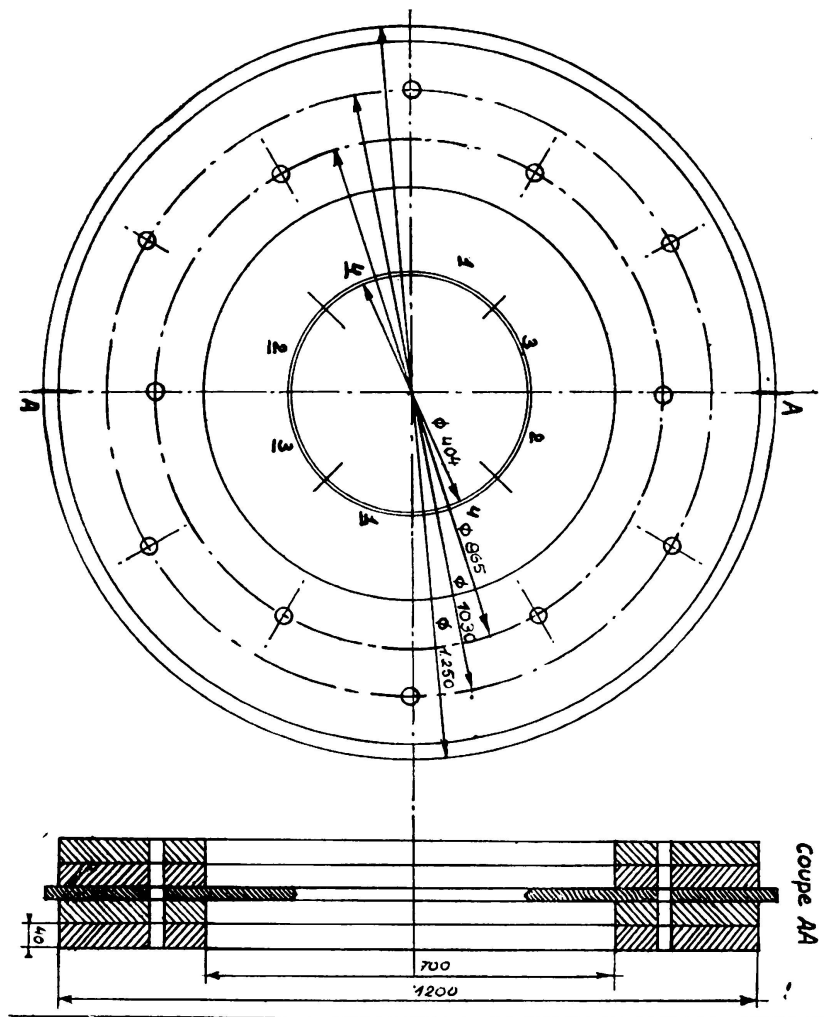


FIG. 11. Dispositif de soudage des disques

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  $0^{\circ}\text{C}$ ). 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  $15\text{ kg/mm}^2$  et de  $22\text{ kg/mm}^2$  au voisinage des sommets dans la direction perpendiculaire à la diagonale correspondante.

Dès le début du refroidissement ( $T = -20^{\circ}\text{C}$ ) 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

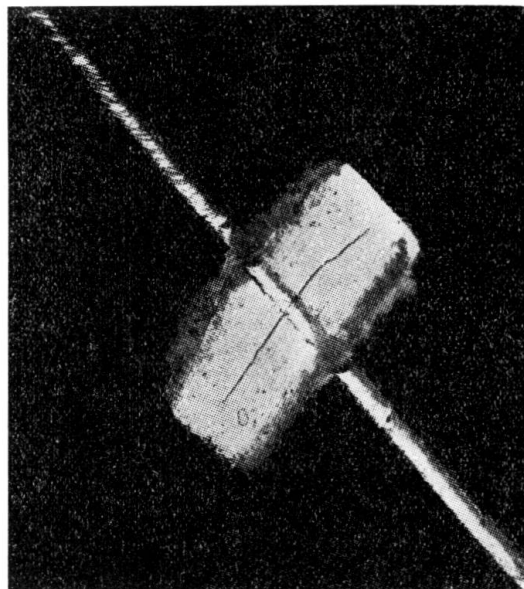


FIG. 12. Rupture après refroidissement d'une soudure assemblant deux pièces libres et contenant un défaut transversal

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 sollicitation 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  $+18^{\circ}\text{C}$ . Le refroidissement, jusqu'à une température de  $-100$  à  $-120^{\circ}\text{C}$ , 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

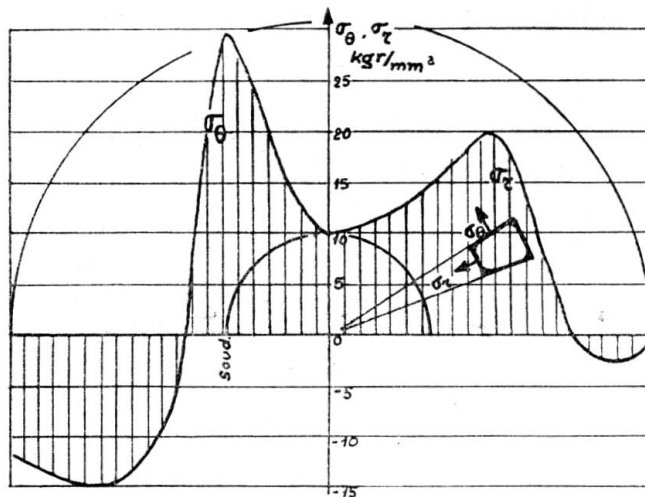


FIG. 13. Diagramme type des tensions résiduelles de soudage dans une section méridienne de l'assemblage

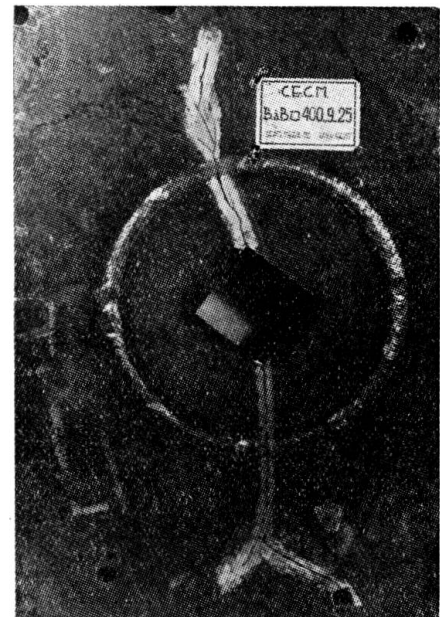


FIG. 14. Rupture après refroidissement d'un disque contenant une ouverture à angles vifs réalisée avant soudage

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.

### R É S U M É

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.

### S U M M A R Y

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 charakteristischen 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 Schweissspannungen 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.

### R E S U M O

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

- 1) Ligação de dois elementos em angulo 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 Ausbildungsmethode 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 leading 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 exercises, 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 demonstrations.

#### *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.

*Sketch «A» illustrating nature of test piece for final check test-  
-third days exercises*

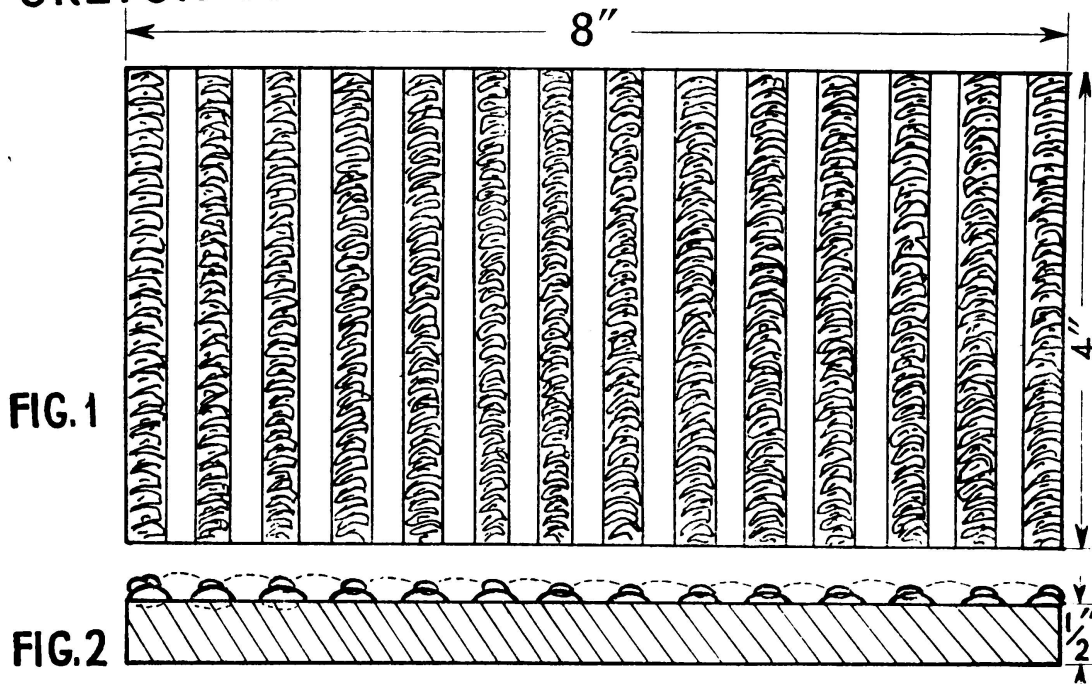
**SKETCH "A"**

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.

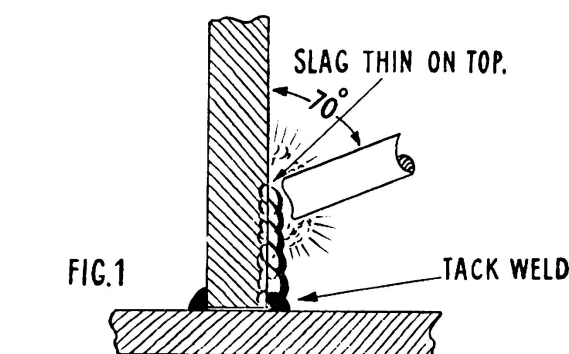


Diagram «B» illustrating test plate for continuous bead runs on a mild steel plate in the vertical position, by use of downhand welding with the electrode at 70° angle to the vertical plate, working from the tack weld, without removing the slag after each run. (Fig. No. 1)

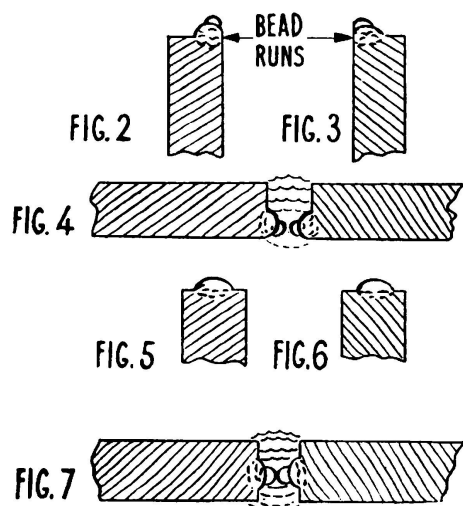


FIG. 2 & 3. shows the plate edges built up with bead runs to form a single bevel preparation (instead of cutting the plate)  
FIG. 4. illustrates a single vee butt joint formed by placing the two plates with built up edges forming a single vee preparation

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

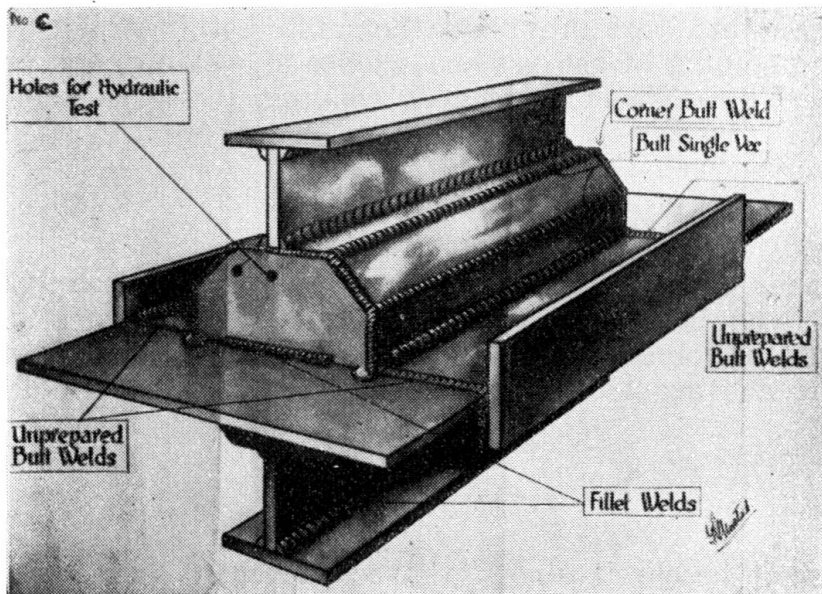
FIG. 7. shows the double vee joint obtained by built up preparation

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 pieces of mild steel plate 14" long by 2 1/2" wide and 5/16" thickness.



Photograph "C". Illustrates the final test piece fabricated from 20 pieces of mild steel plate 14" long by 2 1/2" wide and 5/16" 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.

#### S U M M A R Y

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 beschreibt 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.

#### R E S U M O

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.

#### R É S U M É

L'auteur décrit un cours de trois semaines à l'usage d'ouvriers et et apprentis ayant une certaine pratique des constructions métalliques. 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.

## R É S U M É

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.

## S U M M A R Y

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.

## R E S U M O

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 penetration 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

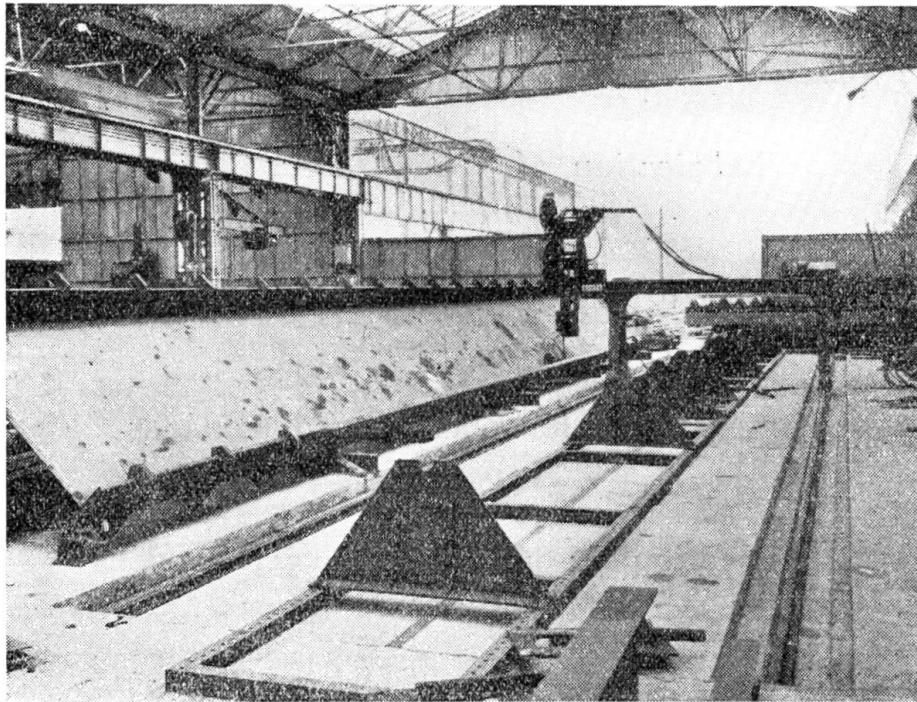


FIG. 1. Welding the web to a flange in a Fusarc automatic welding machine. Note long uninterrupted run attained by adding the stiffeners afterwards

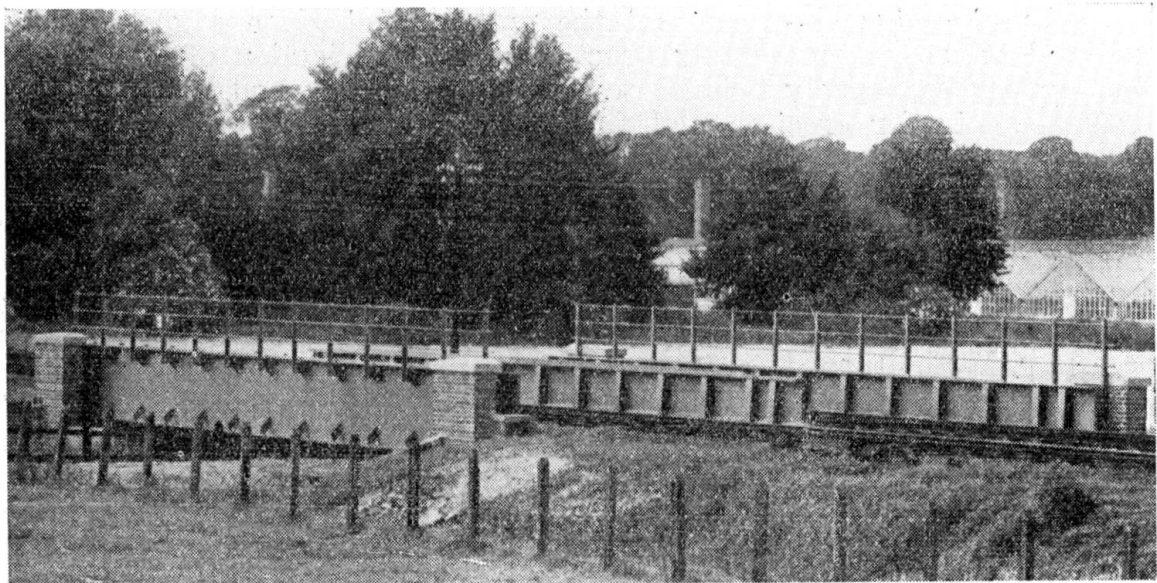


FIG. 2. In welded plate girder construction intermediate stiffeners are not always necessary on the outside of the outer girders

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.

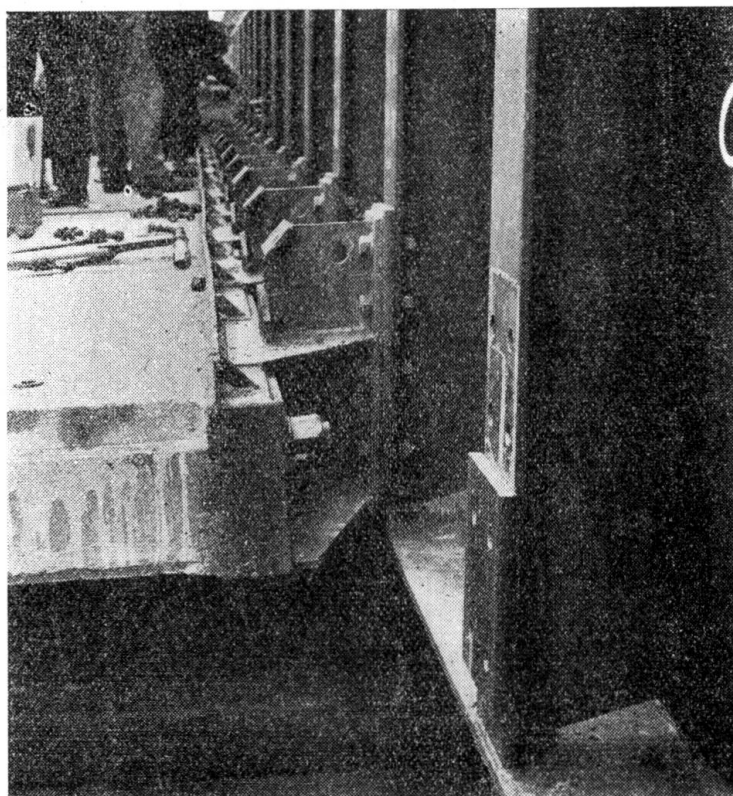


FIG. 3. The bolted connection between deck units (in this case they are of precast prestressed concrete) and the main girders of a half-through type span

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).



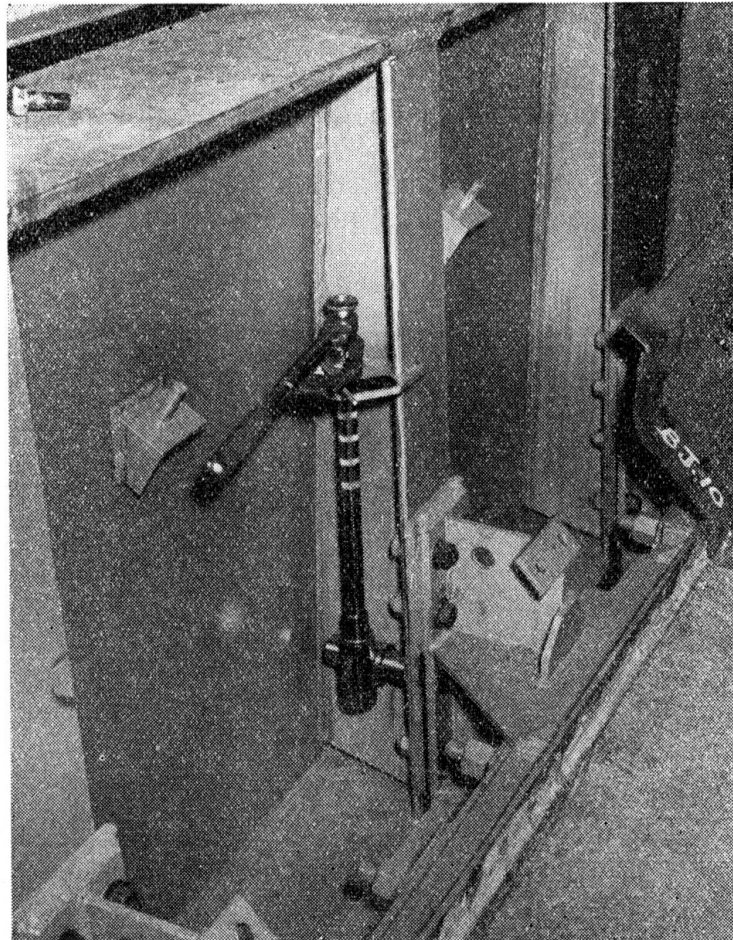


FIG. 4. The use of a torque-multiplying spanner in conjunction with a torque-limiting spanner for tightening high-strength bolts connecting deck units to a main girder

#### 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 End einspannung durch hochwertige Schrauben übertragen wird. (Fig. 3 und 4).

#### R E S U M O

O autor pensa que as sugestões expressas nas diversas contribuições para simplificar a fabricação não dão suficiente importância às exigências da montagem 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).

#### R É S U M É

L'auteur, est d'avis que les suggestions exprimées dans les différentes contributions en vue de simplifier la fabrication n'attachent pas suffisamment d'importance aux exigences du montage et de l'entretien postérieur des ouvrages. Dans le cas de poutres soudées, il est préférable d'exécuter 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 dues à la flexion provenant de la rigidité des extrémités 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 paraissent 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.

#### R É S U M É

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.

#### S U M M A R Y

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 schweisssbarer 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 französische 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-ship l'a même heurté ; les pièces déformées ont pu être redressées à chaud, sans démontage.

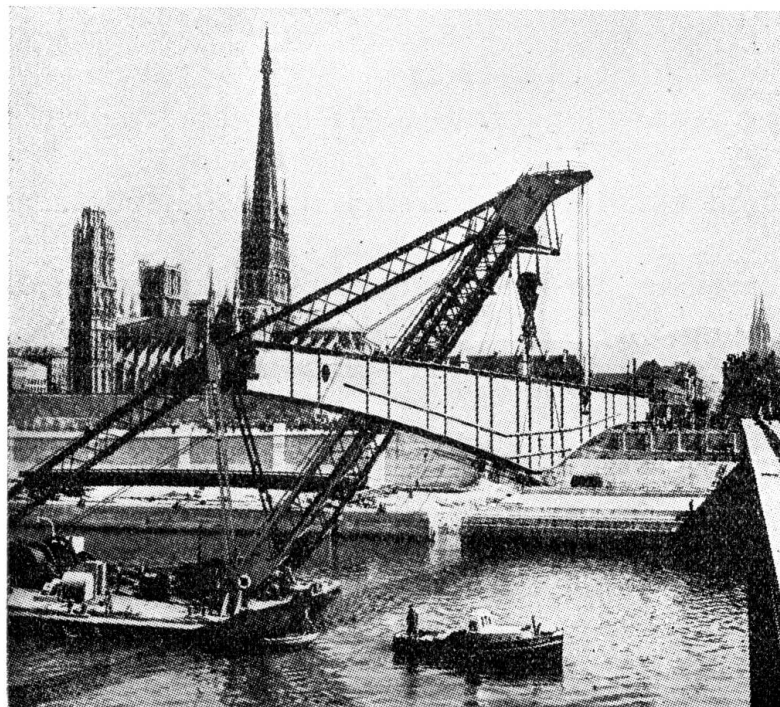
2°) — Le pont en arc, de NEUILLY, sur la SEINE, a été également exécuté en acier à haute résistance au chromecuire. Il comprend deux arches, l'une de 86 m., l'autre de 67 m.

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  $280 \times 30$  et  $250 \times 30$ , 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'épaisseur 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 articulation 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 supprimer 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 mantrérons 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'Acierie 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 les 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...

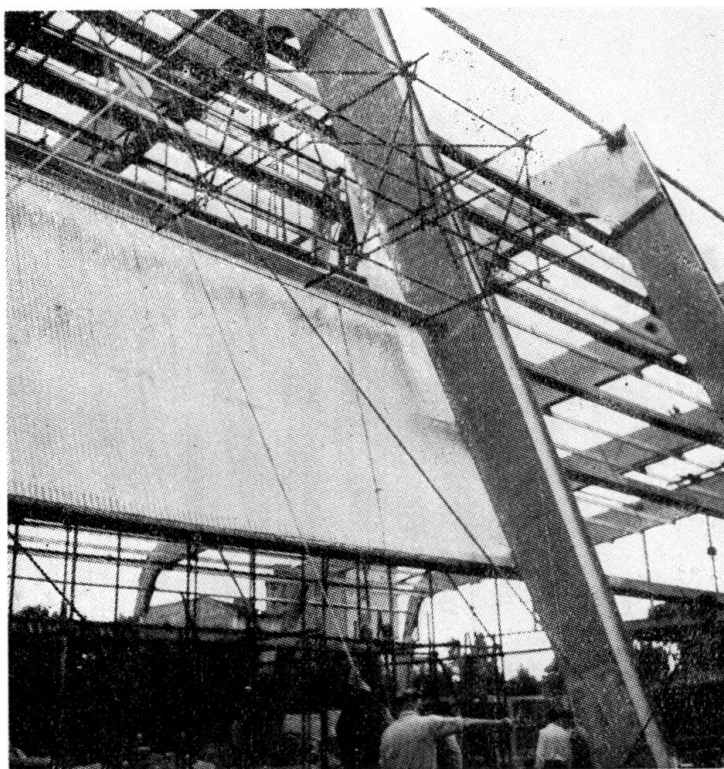
Leur portée est de 32 m.; elles sont à hauteur variable: 3 m. 40 dans la partie médiane (16 m.); hauteur portée progressivement ensuite à 4 m sur appuis.

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

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.  $\times$  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

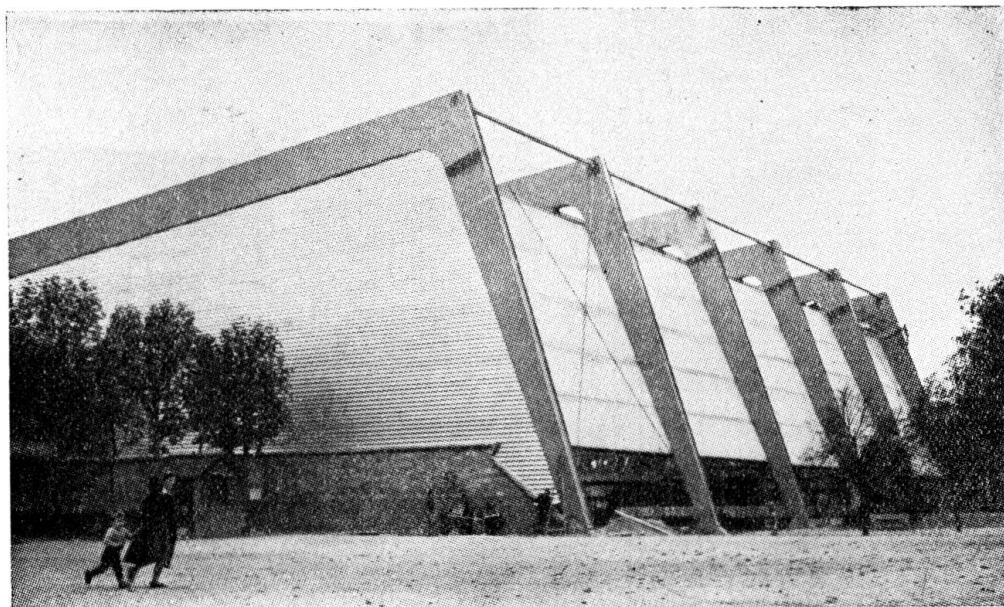
en maçonnerie du pignon Nord et des locaux annexes adossés intérieurement au pignon Sud, d'autre part.

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 diamétralement 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'éclaircissement 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  $12 \times 2,3$  m. pèsent  $2,200 \text{ kg/m}^2$ .

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.

#### R É S U M É

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 structures 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 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 Oeffnungen 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 ringue de patinagem de Boulogne, perto de Paris.

## **IV**

Construções de aço e de ligas leves

Constructions en acier et en alliages légers

Structures in steel and light alloys

Tragwerke aus Stahl und aus Leichtmetall

**Relator Geral**

**Rapporteur Général**

**General Reporting Member**

**Generalreferent**

**JOHN I. PARCEL**

**St. Louis, Mo**

#### **IVa**

Construções ligeiras de aço  
Constructions légères en acier  
Light construction in steel  
Leichtbauten in Stahl

#### **IVb**

Construções de ligas leves  
Constructions en alliages légers  
Constructions in light alloy  
Bauwerke aus Leichtmetall

#### **IVc**

Estruturas diversas (antenas, etc.)  
Ossatures diverses (Pylônes, etc.):  
Various structures (Power transmission poles, a. s. o.)  
Verschiedene Tragwerksformen (Masten und Türme, usw.)

#### **IVd**

Conservação das construções metálicas  
Entretien des constructions métalliques  
Maintenance of metal structures  
Unterhalt von Stahlbauten



## IV a 1

**Zur Bemessung von Leichtbauten aus Stahl**

**Dimensionamento de estruturas ligeiras de aço**

**Dimensionnement des structures légères en acier**

**Design of light steel structures**

PROF. DR. F. STÜSSI

*E. T. H.*

Zürich

Bei der Bemessung von dünnwandigen auf Druck oder Biegung beanspruchten Leichtbau-Elementen geht man normalerweise davon aus, dass mit der kritischen Spannung  $\sigma_{kr.}$  (Ausbeulen) die Tragfähigkeitsgrenze nicht immer erreicht ist, sondern dass auch für den ausgebeulten Stab eine oberhalb der Beulspannung  $\sigma_{kr.}$  liegende Tragfähigkeitsgrenze  $\sigma_{Er.}$  («Erschöpfungslast») besteht.

Eigene Versuche an Platten aus einer Aluminiumlegierung <sup>(1)</sup> unter gleichmässig verteiltem Längsdruck zeigen (Fig. 1), dass zwischen der Stabilitätsgrenze  $\sigma_{kr.}$  und der Erschöpfungslast  $\sigma_{Er.}$  ein einfacher Zusammenhang

$$\sigma_{kr.} \cdot \sigma_F = \sigma_{Er.}^2 \quad (1)$$

besteht, wobei  $\sigma_F$  grundsätzlich die Fließgrenze bedeutet. Bei Aluminiumlegierungen ist allerdings die Fließgrenze nicht eine eindeutig bestimmte physikalische, sondern eine fiktive Grösse, deren Wert übrigens auch vom Auswalungsgrad (Plattenstärke  $t$ ) abhängt.

Durch Einführung einer «reduzierten» mitwirkenden Plattenbreite  $b_r$  mit

$$b_r \cdot \sigma_F = b \cdot \sigma_{Er.} \quad (2)$$

---

<sup>(1)</sup> F. STÜSSI, C. F. KOLLBRUNNER und M. WALT — Versuchsbericht über das Ausbeulen der auf einseitigen, gleichmässig und ungleichmässig verteilten Druck beanspruchten Platten aus Avional M Last vergütet. Mitt. Institut für Baustatik, Nr. 25, Zürich 1951.

bei der somit die Erschöpfungslast durch örtliches Erreichen der Fließgrenze charakterisiert ist, kann aus Gleichung (1) die Beziehung

$$\frac{b_r}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{kr.}}{\sigma_F}} \quad (3)$$

gewonnen werden. Diese Gleichung 3 stimmt überein mit der von Th. v. Kármán, E. E. Sechler und L. H. Donnell<sup>(2)</sup> für den Sonderfall gelenkig gelagerter Längsränder ( $k_{min} = 4,0$ ) angegebenen Beziehung für die mitwirkende Breite  $b_r$

$$b_r = 1,9 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma_F}}; \quad (3a)$$

dabei ist die Querdehnungszahl mit  $\nu = 0,3$  eingesetzt.

Prof. G. Winter<sup>(3)</sup> hat im Vorbericht zum Kongress Lüttich 1948 der IVBH eine Reihe sehr schöner Versuche an Stahlstäben mit  $b/t$  von

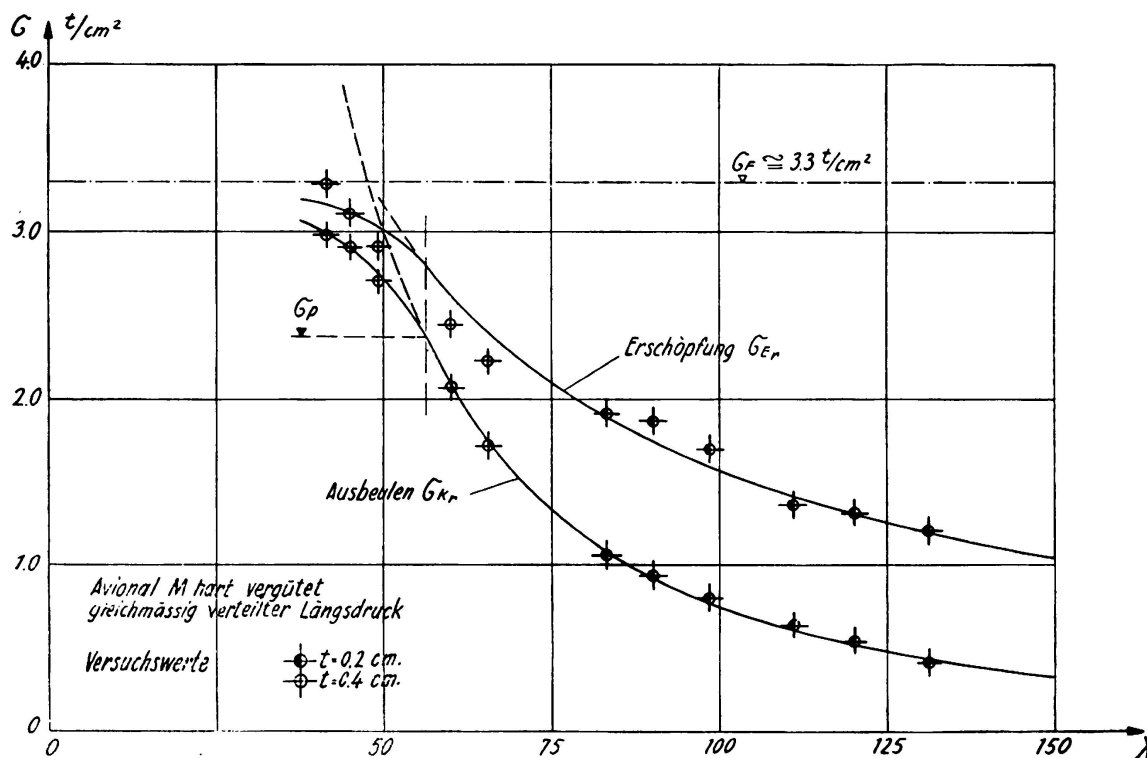


FIG. 1

86 bis 344 und Werten  $\sigma_F$  von 1,74 bis 4,00  $t/cm^2$  veröffentlicht. Diese Versuche haben ihm zur Aufstellung einer eher konservativen Bemessungsformel gedient.

Die Ergebnisse der eigenen Versuche haben mich veranlasst, die Versuche von Prof. Winter nochmals zu überprüfen; in Figur 2 sind seine

<sup>(2)</sup> TH. v. KÁRMÁN, E. E. SECHLER, L. H. DONNELL — The strength of thin plates in compression. Trans. Amer. Soc. Mech. Eng., vol. 54. 1932, p. 53.

<sup>(3)</sup> G. WINTER — Performance of thin steel compression flanges. 3. Kongress der IVBH, Lüttich 1948, Vorbericht p. 137.

Versuchswerte in geänderter Darstellung aufgetragen. Dabei zeigt sich, dass auch diese Versuche für  $\sigma > \sigma_{kr}$  im Mittel die Gleichung 3 bzw. 3a mit

$$b_r = 1.92 \cdot t \cdot \sqrt{\frac{E}{\sigma}}$$

sehr schön bestätigen; die festzustellenden «echten» Streuungen dürfen mit Rücksicht auf die Unsicherheiten der Versuchsauswertung Berechnung der mitwirkenden Plattenbreite aus der durch Dehnungsmessungen ermittelten Nulllinie, Unsicherheit der Einspannung der Längsränder, Einfluss anfäng-

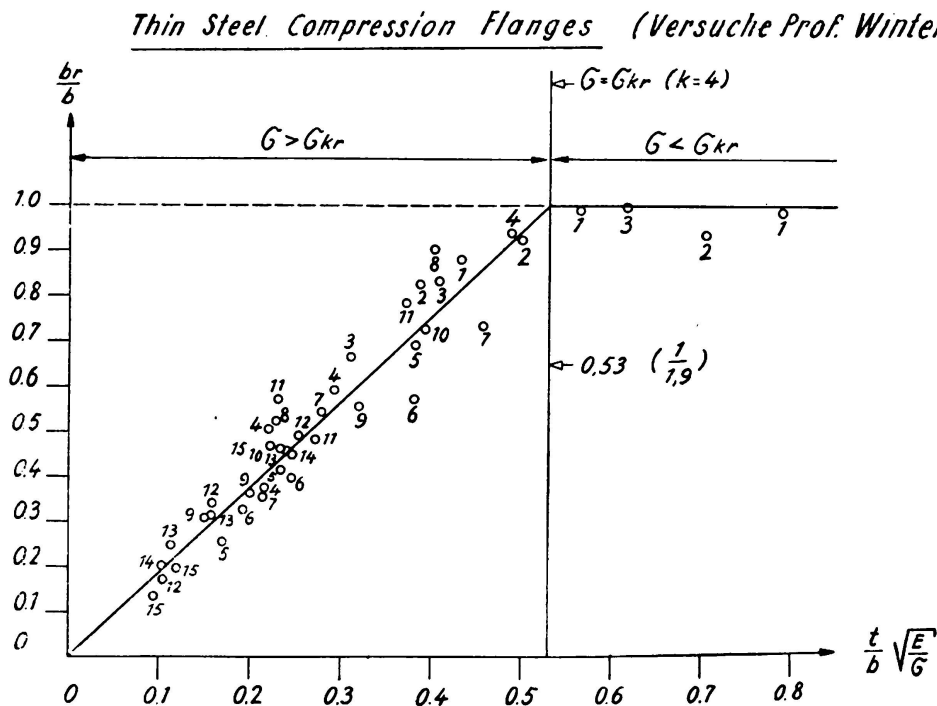


FIG. 2

licher kleiner Ausbeulungen) eher als klein bezeichnet werden. An den Versuchen von Prof. Winter ist besonders wertvoll, dass jeder Versuch mit drei Laststufen durchgeführt wurde; dadurch erlauben sie eine Verallgemeinerung von Gleichung 3 für Grösstwerte  $\sigma$  der Beanspruchung auch auf den Fall  $\sigma < \sigma_F$ , bei dem noch keine Erschöpfung eintritt.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Beulversuche an Platten aus einer Aluminiumlegierung zeigen für überkritische Beanspruchung  $\sigma_{Er}$  den einfachen Zusammenhang

$$\sigma_{kr} \cdot \sigma_F = \sigma_{Er}^2,$$

der auf die von Th. v. Kármán, E. E. Sechler und L. H. Donnell erstmals angegebene mitwirkende Breite  $b_r$  für überkritische Beanspruchungen

führt. Eine Ueberprüfung der von C. Winter im Vorbericht Lüttich 1948 mitgeteilten Versuchsergebnisse führt zur Feststellung, dass auch diese Versuche die angegebenen Beziehungen sehr schön bestätigen.

### RESUMO

Ensaio de deformação de placas de liga de alumínio permitiram determinar, para uma tensão  $\sigma_{Er}$ , superior à tensão crítica, a relação simples:

$$\sigma_{kr} \cdot \sigma_F = \sigma_{Er}^2.$$

Esta relação conduz à determinação da largura fictícia  $b_r$ , para solicitações superiores ao valor crítico, determinada pela primeira vez por Th. v. Kármán, E. E. Sechler e L. H. Donnell. Uma verificação dos valores experimentais apresentados por G. Winter na Publicação Preliminar de Liège, em 1948, mostra que os referidos valores também verificam muito satisfatoriamente essa relação.

### RÉSUMÉ

Des essais de déformation de plaques en alliage d'aluminium ont permis de déterminer, pour une contrainte  $\sigma_{Er}$ , supérieure à la contrainte critique, la relation simple suivante:

$$\sigma_{kr} \cdot \sigma_F = \sigma_{Er}^2.$$

Cette relation conduit à la détermination de la largeur fictive  $b_r$ , pour des sollicitations supérieures à la valeur critique, et qui a été établie pour la première fois par Th. v. Kármán, E. E. Sechler et L. H. Donnell. Une vérification des valeurs expérimentales présentées par G. Winter dans la Publication Préliminaire de Liège, en 1948, montre que ces valeurs satisfont cette relation.

### SUMMARY

Deflection tests, carried out on Aluminium alloy plates, showed, for an over-critical stress  $\sigma_{Er}$ , the following simple relation:

$$\sigma_{kr} \cdot \sigma_F = \sigma_{Er}^2.$$

This relation leads to the determination of a reduced width  $b_r$ , for over-critical loads, that was determined for the first time by Th. v. Kármán, E. E. Sechler and C. H. Donnell. A verification of the experimental values presented by G. Winter in the Liège Preliminary Publication in 1948, shows that these values also very satisfactorily verify the relation.

## **IV b 1**

### **Besonderheiten von Bauwerken aus Leichtmetall**

#### **Particularidades das estruturas de ligas leves**

#### **Particularités des structures en alliage léger**

#### **Peculiarities of light alloy structures**

PROF. DR. F. STÜSSI

*E. T. H.*

Zürich

Zwischen der Leichtmetallbauweise und dem Stahlbau bestehen einerseits weitgehende Analogien in bezug auf allgemeine Bauformen und Herstellungsverfahren, andererseits aber auch grundsätzliche Unterschiede, die in der Verschiedenheit von Eigenschaften und Verhalten des Baustoffes begründet sind. Auf einige dieser Unterschiede und ihre Auswirkungen auf Konstruktion und Bemessung von Leichtmetalltragwerken wird nachstehend hingewiesen.

#### ***Das Spannungsdehnungsdiagramm***

Das Verhalten des Baustoffes unter einaxiger statischer Belastung ist durch das Spannungsdehnungsdiagramm charakterisiert. In Figur 1 sind diese Diagramme für normalen Baustahl St. 37 und eine Aluminiumlegierung der Gruppe Al-Cu-Mg mit gleicher Zugfestigkeit  $\sigma_z = 3,7 \text{ t/cm}^2$  einander gegenübergestellt. Der für die Bemessung wesentliche Unterschied besteht darin, dass der Baustahl eine physikalisch ausgeprägte Fließgrenze  $\sigma_f$  besitzt, die Aluminiumlegierungen dagegen nicht. Ausgehend von der grossen Bedeutung, die die Fließgrenze für die Sicherheit von Stahltragwerken besitzt, hat man bei Aluminiumlegierungen eine konventionelle Fließgrenze einzuführen gesucht, die durch die Grösse der bleibenden Dehnung (0,1 % oder 0,2 %) festgelegt wird, und die zulässigen Beanspruchungen von dieser konventionellen Grösse, z. B.  $\sigma_{0,2}$ , aus bestimmt. Ich halte eine solche Regelung deshalb für gefährlich, weil sie die Sicherheit von Leichtmetalltragwerken im Vergleich zu Stahlbauten überschätzt.

Eine Sicherheit  $n$ , gegen Fließen bedeutet zunächst, dass bleibende Formänderungen im Tragwerk vermieden werden. Wesentlich ist aber, eine genügende Sicherheit gegen Bruch zu gewährleisten und hier liegt die wesentliche Bedeutung der Fließgrenze im Stahlbau: die Fließgrenze

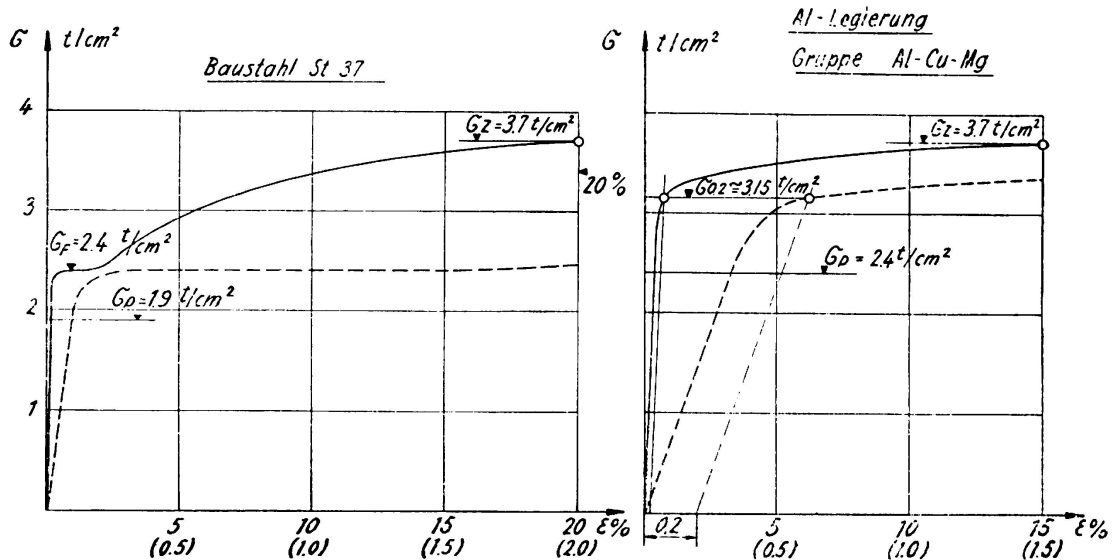


FIG. 1

bedeutet vor allem einen Schutz gegen örtliche Ueberbeanspruchungen vor Erreichen der Bruchgrenze. Diese Wirkung ist bei Leichtmetall mit der in Wirklichkeit nicht vorhandenen, sondern nur konventionellen Fließgrenze nicht vorhanden; die 0,2 % - Dehngrenze ist eben nicht eine physikalische Fließgrenze. Dazu kommt noch ein weiterer Unterschied: bei den Baustählen ist im Mittel

$$\sigma_F = \frac{2,4}{3,7} \cdot \sigma_Z \cong 0,65 \cdot \sigma_Z,$$

während bei den meisten für Bauzwecke verwendeten Aluminiumlegierungen das entsprechende Verhältnis etwa

$$\sigma_{0,2} \cong 0,85 \cdot \sigma_Z$$

beträgt. Um gleiche Sicherheit gegen Bruch zu gewährleisten, müsste somit die Sicherheit gegen Fließen bei Aluminiumlegierungen um mindestens

$$\left( \frac{0,85}{0,65} - 1 \right) \cdot 100 \cong 30\%$$

größer gewählt werden als bei Stahl; ferner ist, im Sinne einer weiteren Erhöhung, das Fehlen der ausgleichenden Wirkung von  $\sigma_F$ , die normalerweise geringere Bruchdehnung sowie das Kriechen bei Aluminiumlegierungen zu beachten.

Ein zweiter Unterschied, der aus dem Spannungsdehnungsdiagramm der beiden Baustoffe ersichtlich ist, liegt im Wert des Elastizitätsmoduls

E, der für Stahl  $E \cong 2100 \text{ t/cm}^2$ , für Aluminiumlegierungen dagegen etwa  $E \cong 700 \text{ t/cm}^2$  beträgt. Aluminiumtragwerke besitzen somit gegenüber Stahltragwerken gleicher Form rd. dreifache Durchbiegungen und sie sind deshalb entsprechend stärkeren dynamischen Wirkungen unterworfen. Dies bedeutet aber, dass schon bei der Wahl des Tragsystems und der Gliederung Unterschiede zwischen den beiden Bauweisen bestehen; bei Aluminium werden besonders Tragwerke mit kleiner Durchbiegung (durchlaufende Balken, Rahmen, Bogen, Fachwerkträger) zu wählen sein.

Besondere Bedeutung besitzt der niedrige Elastizitätsmodul von Aluminium gegenüber Stahl bei den Stabilitätsproblemen. Als Beispiel sind in Figur 2 die Knickspannungslinien  $\sigma_{kr}$  für die beiden Spannungs-

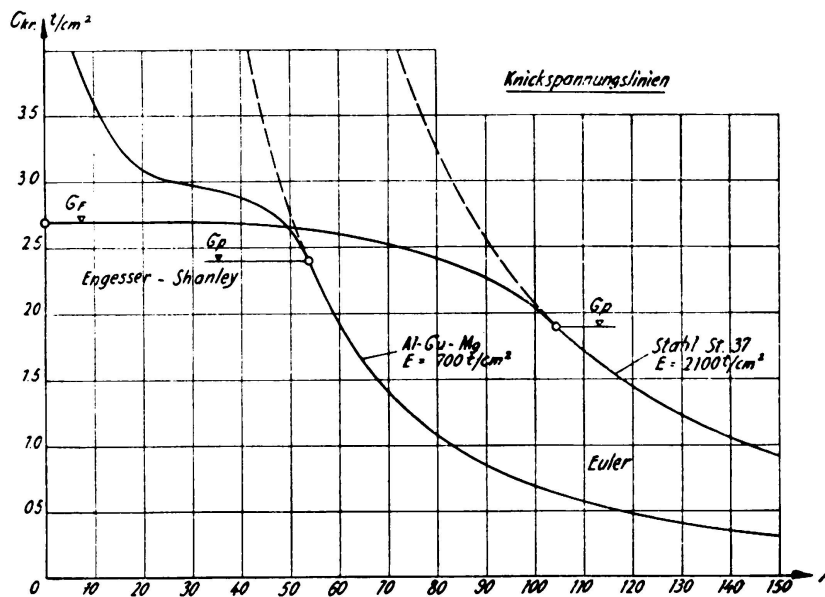


FIG. 2

dehnungsdiagramme der Figur 1 aufgetragen. Während wir im Stahlbau bei Druckstäben für grössere Kräfte Schlankheitsgrade  $\lambda$  von  $\lambda < 100$  anstreben, werden wir bei Aluminiumtragwerken Schlankheiten von  $\lambda > 60$  aus wirtschaftlichen Gründen zu vermeiden haben. Dieser Tendenz nach gedruckenen Stäben kommt die leichte Herstellungsmöglichkeit von Rohr- und Kastenquerschnitten in willkommener Weise entgegen.

#### Dauerfestigkeit.

Aus der Auswertung zahlreicher Versuche ergibt sich, dass die beiden grundlegenden Beziehungen

$$\Delta \sigma = \frac{\sigma_w \cdot \sigma_z \cdot (\sigma_z - \sigma_m)}{\sigma_z \cdot (\sigma_z - \sigma_m) + \sigma_w \cdot \sigma_m}$$

und

$$\log \frac{\sigma_{oz} - \sigma_w}{\sigma_w - \sigma_{aw}} = p. i + \log c_w$$





Auswertung ebenfalls eingetragen sind. Es zeigt sich deutlich, dass der Einfluss der Vergütung durch die Schweissung wieder aufgehoben wird und zwar derart, dass sowohl das vollvergütete wie das teilvergütete Material in geschweisstem Zustand praktisch die gleiche Wechselfestigkeit

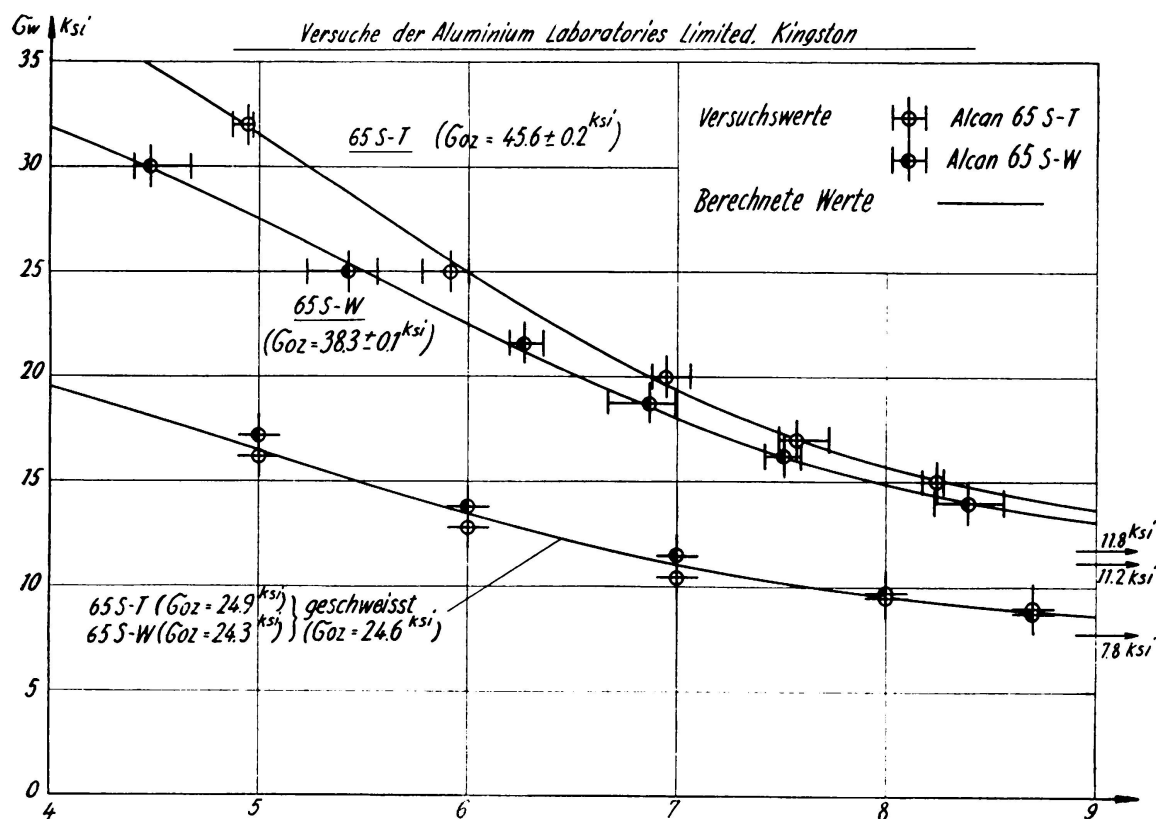


FIG. 4

besitzen. Dagegen scheint sich bei diesen Versuchen eine Kerbwirkung infolge der Schweissung nicht bemerkbar zu machen, was offenbar auf die sehr sorgfältige Bearbeitung der Probestäbe zurückzuführen ist.

### Wirtschaftliche Fragen

Bei der heutigen Marktlage genügt normalerweise das geringere Gewicht von Leichtmetalltragwerken nicht, um Stahlbauten erfolgreich konkurrenzieren zu können, doch kann sich in Sonderfällen die Wirtschaftlichkeit von Leichtmetall heute schon entscheidend verbessern, wenn schwierige Transport- oder Montageverhältnisse vorliegen oder wenn, bei ungünstigem Baugrund, teure Fundationen notwendig sind. Ebenso wird sich, zusammen mit diesen Faktoren, die bessere Korrosionsbeständigkeit von Leichtmetall gegenüber Stahl durch geringere Unterhaltskosten günstig auswirken, doch muss festgehalten werden, dass auch bei Leichtmetall eine absolute Korrosionsbeständigkeit, die einen Unterhalt überhaupt überflüssig machen könnte, nicht besteht.

Wirtschaftlich günstig wirkt sich auch die leichtere Bearbeitbarkeit von Leichtmetall gegenüber Stahl aus, doch ist andererseits wesentlich, dass Leichtmetall eine besondere Sorgfalt der Verarbeitung (Vermeidung von Oberflächenbeschädigungen usw.) erfordert.

Für einen allgemeinen Erfahrungsaustausch ist die Uneinheitlichkeit der heute vorhandenen Legierungen und ihrer Bezeichnungen ungünstig; im Interesse der zukünftigen Entwicklung ist eine internationale Regelung dieser Fragen, wie sie schon am Kongress in Cambridge 1952 gefordert wurde, nach wie vor dringend.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Die Besonderheiten von Bauwerken aus Leichtmetall gegenüber dem Stahlbau sind in den Unterschieden der beiden Baustoffe begründet. Diese Unterschiede liegen hauptsächlich im niedrigeren Elastizitätsmodul (Stabilitätsprobleme, Durchbiegungen, Schwingungen), im Fehlen einer physikalisch ausgeprägten Fließgrenze, die durch einen Konventionswert nicht ersetzt werden kann, und in der grösseren Empfindlichkeit gegenüber oft wiederholten und langdauernden Belastungen begründet. Die Entwicklung wird nur dann auf die Dauer erfolgreich sein können, wenn diese Besonderheiten beim Entwurf, bei der konstruktiven Ausbildung und bei der Herstellung berücksichtigt werden. In besonderen Fällen (schwierige Transport- und Montageverhältnisse, bewegliche Anlagen) ist heute schon die Wettbewerbsfähigkeit mit dem Stahlbau erreichbar. Eine internationale Regelung der Legierungsarten und ihrer Bezeichnungen ist nach wie vor dringend.

#### R E S U M O

As particularidades próprias das estruturas de ligas leves em relação às estruturas de aço, provem das diferenças que existem entre os dois materiais. Estas são fundamentalmente, um módulo de elasticidade mais baixo (problemas de estabilidade, flexão, vibrações), ausência de um limite de fluência fisicamente bem determinado e que não pode ser substituído por um valor convencional, e uma maior sensibilidade às solicitações repetidas de grande duração. Só será possível progredir neste tipo de estruturas quando estas particularidades forem tomadas em consideração no cálculo, no projecto e na execução. Em certos casos particulares (dificuldade de transporte e de montagem, instalações móveis) já é hoje possível entrar em concorrência com o aço. Uma regulamentação internacional das ligas e da sua designação continua, ainda, a ser necessária.

#### R É S U M É

Les particularités des structures en métal léger par rapport aux structures en acier proviennent des différences qui existent entre les deux matériaux. Ces différences sont, fondamentalement, un module d'élasticité plus faible (problèmes de stabilité, flexion, vibration), absence d'une

limite de fluage bien déterminée et qui ne peut être remplacée par une valeur conventionnelle, et une plus grande sensibilité aux sollicitations répétées de longue durée. Il ne sera possible de faire des progrès dans ce genre de construction que lorsque ces particularités seront prises en considération dans le calcul, le projet et l'exécution. Dans certains cas particuliers (difficultés de transport et de montage, installations, mobiles) il est déjà possible, aujourd'hui d'entrer en concurrence avec l'acier. La nécessité d'un règlement international des alliages et de leur désignation, continue, comme dans le passé, à se faire sentir.

#### S U M M A R Y

The peculiarities of light alloy structures as compared to steel structures are due to the actual differences between both metals. These are basically, a lower yield stress (stability and deformation problems, vibrations), absence of a physically well determined creep point which cannot be replaced by a conventional value, and a greater sensitivity to long time loading. It will only be possible to improve on that type of structure, when these peculiarities are taken into account in computation, design and fabrication. In certain cases (transport and erection difficulties, mobile installations) it is already possible to compete favourably with steel structures. International standards for light alloys and their classification are, still, urgently needed.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## **IV c 1**

### **Ausgezahnte Stahlbauten**

*Diskussion*

### **Construção Ameiada**

*Discussão*

### **La Construction Crénelée**

*Discussion*

### **Castellated Construction**

*Discussion*

PROF. DR. ING. F. FALTUS

Prag

Viele Erfindungen wurden fast gleichzeitig an verschiedenen Stellen gemacht. Weniger häufig ist der Fall, dass dieselbe «Erfindung» nach längeren Zeitebenen immer von neuem auftaucht. Zu dieser Gruppe gehören die «gezahnten» (oder besser «durchbrochenen») Stahlbauten, die H. Saunders beschreibt.

Im Jahre 1929 war ich der Meinung, diese wirtschaftliche Trägerform erfunden zu haben. Sie wurde zum Patent angemeldet, wobei in der Patentanmeldung alle die von H. Saunders in Abb. 2. gezeigten Formen enthalten waren, u. a. jedoch auch die Möglichkeit der Erzeugung von Bogenträgern. Seit dieser Zeit wurden die durchbrochenen Träger von den Skodawerken in Pilsen und später von anderen Firmen sehr oft ausgeführt.

Ich verwies hier auf Abb. 2, 3 und 6 des Aufsatzes Faltus. «Neuere vollständig geschweisste Stahlkonstruktionen» (Der Stahlbau 1932 S. 23, 24 Jg. 5) bzw. den Beitrag von Kopeček und Faltus auf dem ersten AIPC Kongress in Paris 1932 (Siehe Vorbericht «L'application de la soudure aux constructions métalliques», S. 343 – 358, Abb. 1, n. 3).

Die neue Trägerform wurde bei uns studiert und im Jahre 1931 im Laboratorium der Skodawerke und der technischen Hochschule in Prag mit Belastungsprüfungen bis zur Zerstörung und mit Spannungsmessungen geprüft. Die Ergebnisse der Prüfungen und eine Berechnungsmethode wurden aus naheliegenden Gründen allerdings erst im Jahre 1942 (Faltus: Prolamované nosníky. – «Durchbrochene Träger» in der Zeitschrift Technický obzor 1942 Heft 10 u. 11) veröffentlicht.

Ein Patent wurde auf die neue Konstruktion jedoch *nicht* erteilt; es wurde ein deutsches Patent, wenn ich mich richtig erinnere, aus dem Jahre 1911 eines gew. Herrn Hess aus dem Rheinlande entgegengehalten, der eine gleiche Trägerteilung mit nachträglicher genieteter Verbindung der Zähne vorgesehen hatte. Der Ersatz der Nietverbindung durch eine Schweissnaht wurde vom Patentamt als naheliegende Massnahme betrachtet. Von einer wirklichen Ausführung der genieteten Träger wurde nichts bekannt und so können die durchbrochenen geschweissten Träger der Skodawerke wohl die Priorität für sich beanspruchen.

Im Laufe der Jahre sind mit dem Aufschwung der Schweissttechnik nach 1930 noch verschiedene weitere Patentanmeldungen bezw. «Erstanwendungen» desselben Gegenstandes in verschiedenen Zeitschriften aufgetaucht, was jedoch, wie man sieht, nicht gehindert hat, dass im Jahre 1937 neuerlich ein Patent erteilt wurde und im Jahre 1956 über diese interessante Konstruktionsformen nochmals berichtet wird.

Auch in der ČSR wird heute diese Trägerform noch oft verwendet; die Berechnungsweise wurde in Lehrbücher aufgenommen.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Im Diskussionsbeitrag wird darauf hingewiesen, dass das System der «ausgezählten» oder «durchbrochenen» Träger schon vor längerer Zeit untersucht und bei verschiedenen Ausführungen verwendet wurde. Schon im Vorbericht zum 1. Kongress der I. V. B. H. in Paris 1932 wurde über diese Trägerart berichtet.

#### R E S U M O

Na discussão mostra-se que o sistema de vigas «ameiadas» ou «recortadas» já foi experimentado e utilizado há largo tempo em diversas aplicações. Já na «Publicação Preliminar» do 1.º Congresso da A. I. P. E., em Paris, em 1932, se mencionou este tipo de vigas.

#### R É S U M É

L'auteur montre dans la discussion, que la construction «crenelée» ou «découpée» a été essayée et utilisée depuis longtemps dans diverses applications. Dans la «Publication Préliminaire» du 1<sup>er</sup> Congrès de l'A. I. P. C., à Paris, en 1932, ce type de poutres avait déjà été mentionné.

#### S U M M A R Y

It is shown, in the discussion, that the «castelated» or «cut-away» beam construction has been tried and used for a long time in various applications. This type of beam has already been mentioned in the «Preliminary Publication» of the 1st. Congress of the I. A. B. S. E. in Paris in 1932.

## **IV c 2**

### **Traglastversuche an zweiachsig aussermittig gedrückten Stäben aus Stahl**

### **Ensaio de carga de vigas de aço submetidas à compressão com excentricidade biaxial**

### **Essais de charge de poutres en acier soumises à une compression à excentricité bi-axiale**

### **Load tests of steel beams submitted to a bi-axial excentric compression**

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

Im Institut des Verfassers (Ingenieurlabor der Technischen Hochschule Darmstadt) sind im vergangenen Jahr «Traglastversuche an zweiachsig aussermittig gedrückten Stäben aus Stahl» im Rahmen eines Forschungsprogrammes der Deutschen Forschungsgemeinschaft, Bad-Godesberg, durchgeführt worden. Die Aufgabenstellung ist in Bild 1 erläutert. In der Praxis tritt dieser Fall bei Stützen räumlicher Rahmengebilde, so beispielsweise im Stahlskelettbau oft auf.

Für den ersten Versuchsabschnitt, über den hier berichtet wird, wurden die Aussermittigkeiten  $e_x$  und  $e_y$  parallelförmiger I-Profile von unterschiedlichen Schlankheitsgraden  $\lambda$  variiert. Die Anzahl der Traglastversuche betrug:

|                           |                                          |
|---------------------------|------------------------------------------|
| 1 Versuch mit Profil IP   | 14: $\lambda_x = 36, \lambda_y = 60,$    |
| 12 Versuche mit Profil IP | 16: $\lambda_x = 34, \lambda_y = 57,$    |
| 15 Versuche mit Profil I  | 10.10: $\lambda_x = 48, \lambda_y = 83.$ |

Für die Bemessung zweiachsig aussermittig gedrückter Stäbe aus Stahl sind in den deutschen Vorschriften über Stabilitätsfälle DIN 4114 die Formeln I und II

$$\sigma_{zul} \geq \sigma \frac{P}{F} + 0,9 \left( \frac{W_x}{W_x} + \frac{W_y}{W_y} \right) \quad (I)$$

$$\sigma_{zul} \geq \frac{P}{F} + \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \quad (II)$$

massgebend. Für Belastungsfall 1 und 2 betragen die zulässigen Spannungen  $\sigma_{zul} = 1400 \text{ kg/cm}^2$  und  $\sigma_{zul} = 1600 \text{ kg/cm}^2$ .

Das Ziel der Versuche war es, den Sicherheitsgrad der mit diesen Formeln ermittelten zulässigen Lasten  $P_{zul}$  gegenüber der experimentellen Traglast  $P_{Br}$  festzustellen.

Bild 2 zeigt die Versuchseinrichtung. Die Belastung erfolgte über je ein Kugellager. Die Grösse der Last war durch die Anzeige der Prüf-

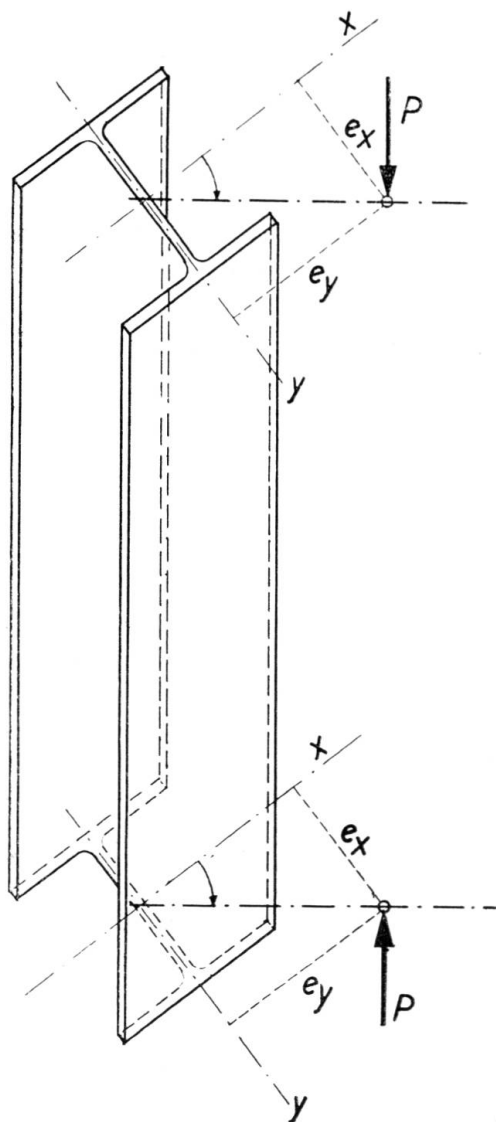


BILD 1. Aufgabenstellung

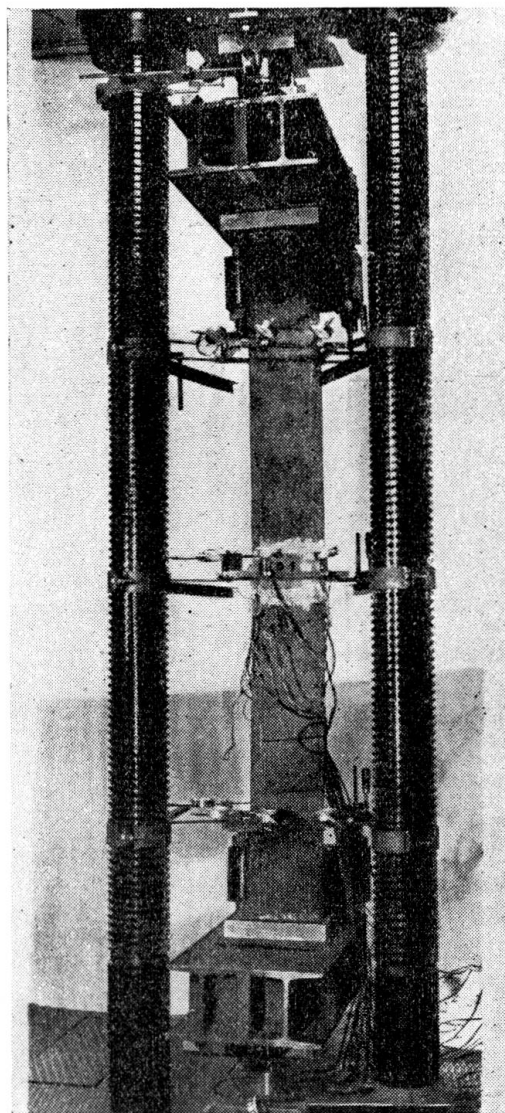


BILD 2. Versuchseinrichtung

maschine auf  $\pm 168 \text{ kg}$  gegeben, so dass die Messgenauigkeit bei der kleinsten Bruchlast unter allen Versuchen 1,5 % war. Zum Teil wurden die Lasten durch Einschalten eines Maihak-Zylinders kontrolliert. Während der Belastung sind Dehnungen und Verschiebungen gemessen worden.

Für Dehnungsmessungen wurden Philips-Dehnungsmesstreifen verwendet mit einer Messgenauigkeit von  $\epsilon = \pm 0,005 \text{ ‰}$ , was in Spannungen



ausgedrückt  $\sigma = \pm 10,5 \text{ kg/cm}^2$  entspricht. Ihre Anordnung war bei den einzelnen Versuchen unterschiedlich. Bei zwei Versuchen wurde die Verteilung der Dehnungen über den Querschnitt untersucht (Bild 3).

Hierbei zeigte sich, dass die Euler-Bernoulli'sche Hypothese vom Ebenbleiben der Querschnitte im plastischen Bereich nicht mehr streng erfüllt ist. Da die Abweichungen für den Zweck der vorliegenden Aufgabe jedoch nicht als erheblich anzusprechen waren, wurden durch geradlinige Interpolation auf rein geometrischem Wege die Punkte bestimmt, wo die

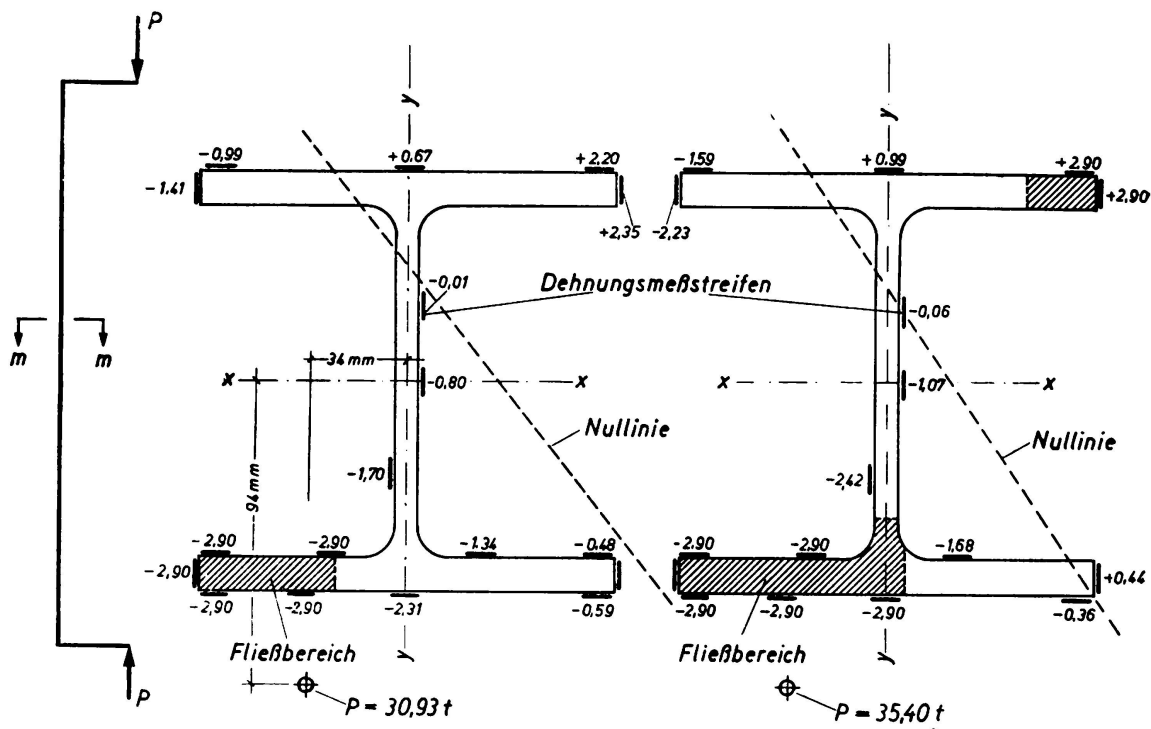


BILD 3. Ausdehnung des Fließgebietes im Querschnitt m-m

Dehnungen aus dem Bieungsanteil Null sind. Diese Punkte liegen nahezu auf einer Geraden, die also als Nulllinie deklariert werden kann. Die Zuverlässigkeit ihrer Lage liess sich nun prüfen, indem die Dehnungen unter Zugrundelegung eines idealelastisch-idealplastischen Spannungs-Dehnungs-Diagrammes und der tatsächlichen Fließspannung  $\sigma_F$  in Spannungen umgerechnet und über die drei in Betracht kommenden Gleichgewichtsbedingungen  $\sum V = 0$ ,  $\sum M_x = 0$ ,  $\sum M_y = 0$  die Grösse der Traglast  $P$  und der beiden Exzentrizitäten  $e_x$  und  $e_y$  berechnet wurden. Diese Kontrolle befriedigte. Für die beiden Laststufen  $P = 30,93 \text{ t}$  und  $P = 35,40 \text{ t}$  sind in Bild 3 die Fließgebiete schraffiert. Bei der zweiten Laststufe ist bereits im Zugbereich ein Fließgebiet entstanden. Da sich die Querschnittsteile, in denen die Fließgrenze überschritten ist, an der weiteren Lastaufnahme nicht beteiligen, ändert sich mit fortschreitender Ausdehnung des Fließgebietes die Lage der Nulllinie, wobei die Frage,

ob auch dann die Nulllinie noch als Gerade angenommen werden kann, unbeantwortet bleiben muss.

Bild 4 zeigt einen Träger nach dem Versuch. Die weissen Markierungen geben die vermutete Ausdehnung der einzelnen Fliessgebiete an, worüber später noch zu berichten sein wird.

In Bild 5 sind die Traglasten  $P_{Br}$  aller Versuche mit I 10.10 und einheitlicher Knicklänge angegeben; die Schlankheitsgrade sind  $\lambda_x = 48$  und  $\lambda_y = 83$ . Die Grösse der Traglasten ist dort eingetragen, wo die Wirkungsgerade der jeweiligen Last die Querschnittsebene der Stütze durchstiess. Für nur einachsige Aussermittigkeit der Last auf der  $x - y$ -Achse (Hauptachsen) konnte die kritische Last nach Jäger — Jezek berechnet werden. Um den Anschluss an diese rechnerischen Werte zu finden, wurden noch zwei Versuche mit nur einachsiger Aussermittigkeit durchgeführt. Nachdem sich hier unter Zugrundelegung der jeweils tatsächlichen Fliessgrenze Übereinstimmung auf maximal  $\pm 4,6\%$  = ergab, wurden auch die rechnerischen Werte der Traglast für weitere Exzentrizitäten auf den Hauptachsen eingetragen. Die hierbei zugrundeliegende Fliessgrenze  $\sigma_F = 2,62 \text{ t/cm}^2$  ist das arithmetische Mittel der Fliessgrenzen aller Stützen I 10.10, deren Traglasten in Bild 5 eingetragen sind.

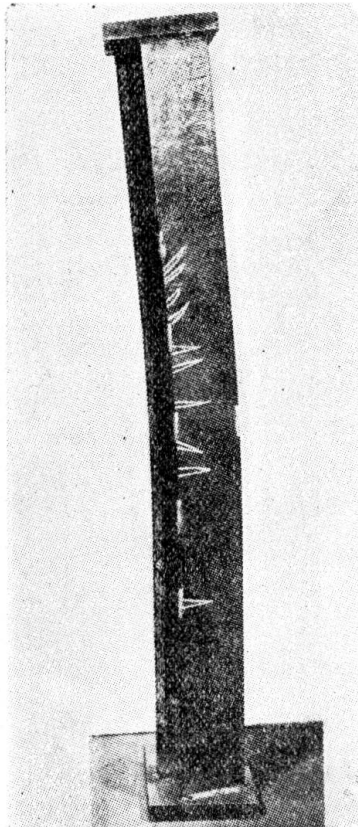


BILD 4. Verteilung und Ausdehnung der Fliessgebiete

Anschliessend wurden jeweils Punkte mit gleicher Traglast durch Kurven verbunden.

Um nun die Frage nach der Tragsicherheit gegenüber den Bemessungsformeln der deutschen Stabilitätsvorschrift DIN 4114 beantworten zu können, wurden als nächstes die nach DIN 4114 zulässigen Lasten  $P_{zul}$  nach den Formeln I und II ermittelt.

Bild 6 zeigt wiederum einem Querschnitt der Stütze, in dem jeweils Punkte gleicher zulässiger Last  $P_{zul}$  miteinander verbunden sind. Es ergeben sich auf diese Weise parallele

Geraden. Hierzu ist noch zu erläutern, dass nach der DIN 4114 bei der Bemessung der Stützen auf planmässige Exzentrizität, abgesehen vom Biegedrillknicken, von den zwei zu führenden Nachweisen der ungünstigere massgebend ist. In Bild 6 ist die Grenze für den Gültigkeitsbereich der beiden Formeln angegeben. Für kleinere Exzentrizitäten ist Formel I, für grosse Formel II zuständig.

Überträgt man nun die im vorhergehenden Bild 5 gezeigten Kurven gleicher experimentell ermittelter Traglasten  $P_{Br}$  in das Diagramm gleicher zulässiger Lasten  $P_{zul}$ , so kann man für jeden Punkt das Ver-

hältnis  $\nu_{Br} = P_{Br} : P_{zul}$  bestimmen, das ist das Verhältnis der tatsächlichen Traglast  $P_{Br}$  zur (nach DIN 4114) zulässigen Last  $P_{zul}$ .

Bild 7 zeigt für zwei Kurven die Bestimmung der einigen Punkten zugeordneten Tragsicherheiten  $\nu_{Br}$ , wobei die nur geringe Abweichung der vorhandenen Fließgrenze von der den  $P_{zul}$  zugrundeliegenden Fließ-

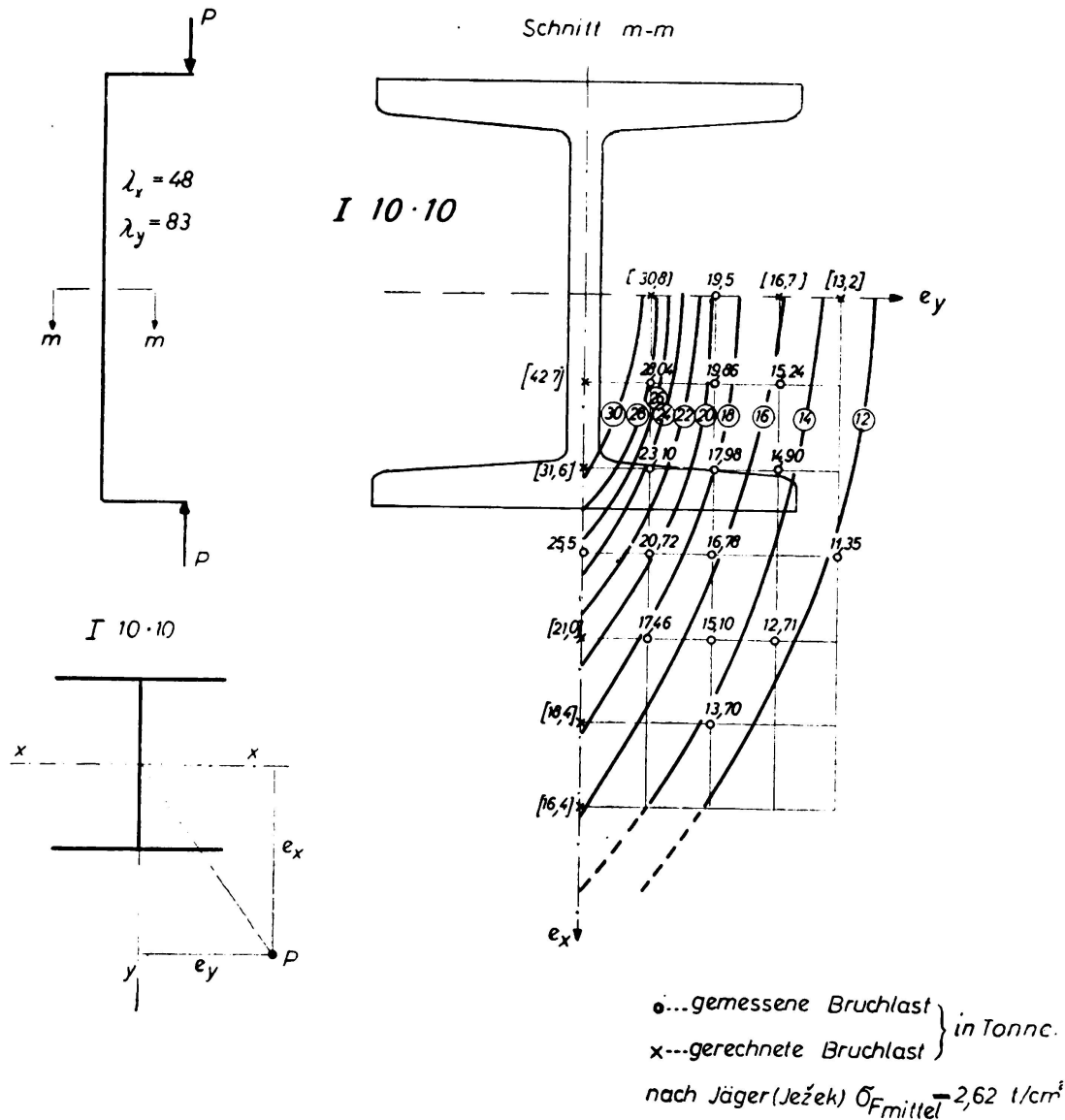


BILD 5. Kurven gleicher Traglast für I 10.10

grenze  $\sigma_F = 2,4 \text{ t/cm}^2$  ausser Betracht geblieben ist. Aus der Tatsache, dass die Kurven gleicher Traglast gekrümmt sind, folgt, dass die Sicherheiten der auf Grund von Formel I oder II ermittelten  $P_{zul}$  nicht überall gleich gross sind. Bei Betrachtung einer einzelnen Kurve gleicher Traglast erkennt man, dass die Tragsicherheit dort am grössten ist, wo der

Abstand der Kurve von der Verbindungsgeraden ihrer auf den Hauptachsen gelegenen Endpunkte am grössten ist. Da dieser Abstand auf den Hauptachsen gleich Null ist, ist also die Tragsicherheit bei Bemessung nach DIN 4114 bei zweiachsiger Aussermittigkeit erwartungsgemäss grösser als bei einachsiger Aussermittigkeit.

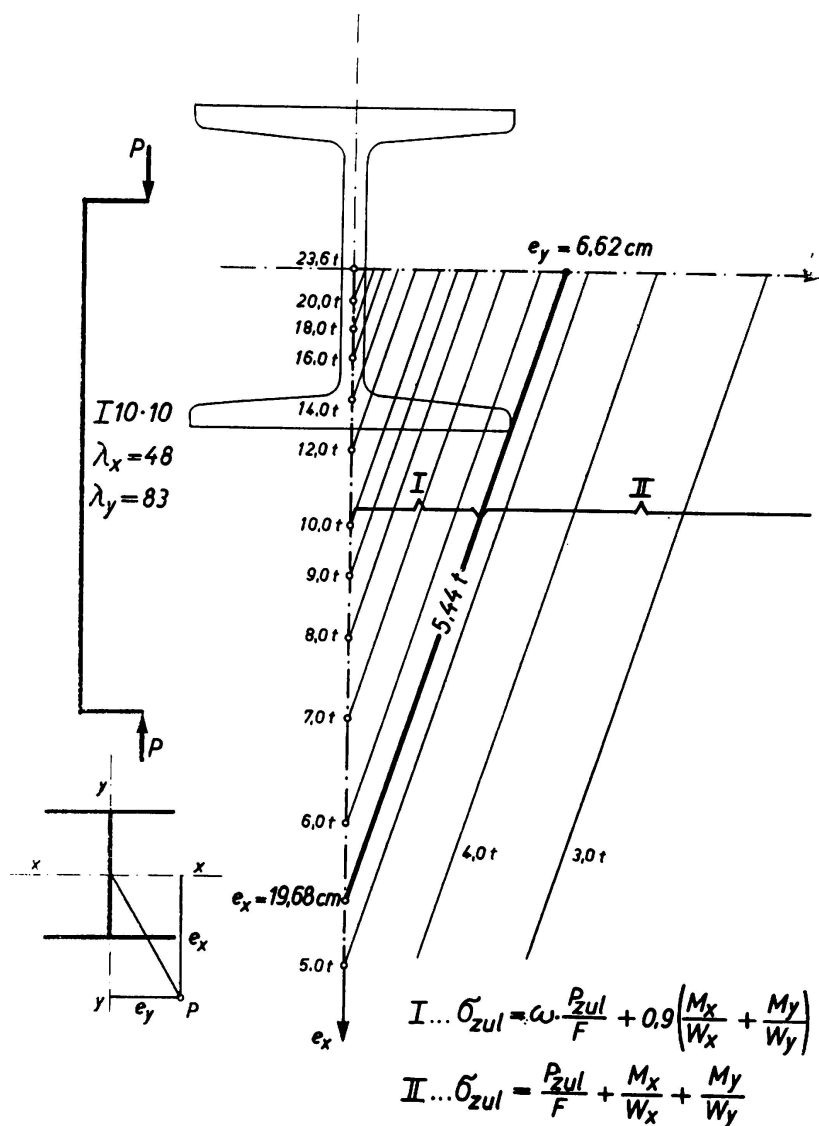


BILD 6. Zulässige Last ( $P_{zul}$ ) nach DIN 4114

In Bild 9 sind nun die nach Bild 7 ermittelten Tragsicherheiten  $v_{Br}$  wieder über den Durchstossungspunkten der Lastwirkungsgeraden aufgetragen und alle Punkte gleichgrosser Tragsicherheit durch Kurven verbunden. Es ergibt sich ein «Sicherheits-Hügel», dessen Abhänge nach den Hauptachsen zu abfallen. Die in Bild 9 gezeigten Kurven gelten für das Profil I 10.10 mit den Schlankheitsgraden  $\lambda_x = 48$  und  $\lambda_y = 83$ .



Erhöhung der zulässigen Last von 6,70 t auf 10,7 t, also um fast 60 % möglich.

Die Durchführung der Versuche lag in den Händen von Herrn Dipl.-Ing. Knud Ackermann.

### RESUMO

Pelo regulamento de estabilidade alemão DIN 4114, as vigas de aço submetidas à compressão com excentricidade biaxial (desprezando a encurvatura por flexo-torsão) serão calculadas pelas fórmulas I e II.

Os primeiros ensaios efectuados com perfis I PN para dois coeficientes de esbeltez diferentes mostraram que as colunas dimensionadas com estas fórmulas apresentam em relação à carga efectiva de rotura  $P_{Br}$  um coeficiente de segurança  $\nu_{Br}$  muito maior do que as solicitadas por uma carga com excentricidade monoaxial, tornando-se possível neste caso um melhor aproveitamento do aço.

Tome-se como exemplo concreto um perfil I 10.10 com coeficientes de esbeltez  $\lambda_x = 48$  e  $\lambda_y = 83$ . Supondo excentricidades  $e_x = 6,0$  cm e  $e_y = 3,0$  cm, a carga admissível no caso de carga 1 é, segundo a fórmula I,  $P_{zul} = 6,70$  t. Pelos ensaios obtém-se  $P_{Br} = 16,78$  t para um limite elástico  $\sigma_F = 2,50$  t/cm<sup>2</sup>; a carga a comparar com  $P_{zul}$  pode portanto obter-se com uma aproximação suficiente reduzindo 16,78 na relação de 2,4 para 2,5, ou seja 16,2 t. Admitindo neste caso o mesmo coeficiente de segurança de 1,5, válido para o caso de excentricidade monoaxial, a carga admissível poderia ser aumentada de 6,70 t para 10,70 t, o que representa um acréscimo de quase 60 %.

Os ensaios foram executados pelo Eng. Knud Ackermann.

### RÉSUMÉ

Selon le règlement de stabilité allemand DIN 4114, les poutres en acier soumises à la compression à excentricité bi-axiale (en négligeant le flambage par flexo-torsion), seront calculées à l'aide des formules I et II.

Les premiers essais effectués avec des profilés I NP pour deux élancements différents ont montré que les colonnes calculées à l'aide de ces formules présentent, par rapport à la charge effective de rupture  $P_{Br}$  un coefficient de sécurité  $\nu_{Br}$  beaucoup plus grand que celles soumises à une charge à excentricité monoaxiale, une meilleure utilisation de l'acier étant alors possible dans ce cas.

Soit, par exemple, un profilé I 10.10 dont les élancements sont  $\lambda_x = 48$  et  $\lambda_y = 83$ . En supposant des excentricités  $e_x = 6,0$  cm et  $e_y = 3,0$  cm, la charge admissible dans le cas de charge 1 est, selon la formule I,  $P_{zul} = 6,70$  t. Les essais permettent d'obtenir  $P_{Br} = 16,78$  t pour une limite élastique  $\sigma_F = 2,50$  t/cm<sup>2</sup>; la charge à comparer à  $P_{zul}$  peut donc être obtenue en réduisant 16,78 dans le rapport 2,4:2,5 ce qui donne 16,2 t.

En admettant dans ce cas, le même coefficient de sécurité de 1,5 valable dans le cas de l'excentricité mono-axiale, la charge admissible pourrait être augmentée de 6,70 t à 10,70 t, soit de près de 60 %.

Les essais ont été exécutés par l'Ing. Knud Ackermann.

#### SUMMARY

In accordance with German standards DIN 4114, steel beams under bi-axial eccentric compression loads (neglecting flexo-torsional buckling) will be calculated with formulae I and II.

The first tests carried out with I NP beams for two different slenderness ratios, have shown that columns calculated with those formulae have in relation to effective rupture load  $P_{Br}$  a much greater safety factor  $\nu_{Br}$  than those under a mono-axial eccentric load, a better use of the steel being possible in this case.

Assuming, for example a I 10.10 rolled profile with slenderness ratios  $\lambda_x = 48$  and  $\lambda_y = 83$ , if the eccentricities are  $e_x = 6.0$  cm and  $e_y = 3.0$  cm, permissible load for load condition 1 is, according to formula I,  $P_{adm} = 6.70$  t. Tests show that  $P_{Br} = 16.78$  t for a yield point  $\sigma_F = 2.50$  t/cm<sup>2</sup>; the load to be compared to  $P_{adm}$  can therefore be determined with enough precision by reducing 16.78 in the same ratio as 2.4:2.5, the result being 16.2 t. Assuming in this case the same safety factor as in the case of a mono-axial eccentric load, the permissible load could be increased from 6.70 t to 10.70 t, which corresponds to almost 60 %.

Tests were carried out by Eng. Knud Ackerman.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide



## **IV c 3**

**Flambement de colonnes en acier A. 37, à profil  
en double té, sollicitées obliquement**

**Buckling of St. 37 steel, double tee section columns,  
submitted to oblique compression forces**

**Untersuchungen über das Knicken von Stahlstützen in St. 37  
bei schiefer Kraftangriff**

**Encurvadura de colunas de aço A. 37, de secção  
em duplo tê, solicitadas obliquamente**

F. CAMPUS      C. MASSONNET  
*Université de Liège*  
Liège

Le mémoire ci-après présente un bref résumé de recherches exécutées sous les auspices de la C. E. C. M. (Commission Belge pour l'Etude de la Construction Métallique). Ces recherches, dont le compte-rendu in extenso a été publié ailleurs [1], ont eu pour but de résoudre par la voie théorique et expérimentale le problème du dimensionnement des barres comprimées obliquement dans leur plan d'inertie maximum. Ce problème se présente dans les barres comprimées des poutres en treillis et dans les colonnes des ossatures et est de ce fait très important pour la pratique.

Les essais ont été exécutés sur 92 poutrelles à ailes larges (profil DIE 10 et 20) ou étroites (profil PN S 22) faites en acier A.37. Ces poutrelles étaient chargées d'une force de compression oblique dont la ligne d'action était située dans le plan de l'âme et présentait des excentricités d'extrémités  $e_1$  et  $e_2$ .

Les essais ont porté sur les valeurs suivantes des paramètres (fig. 1)

$$\frac{e_2}{e_1} = + 1; 0; - 1;$$

élancement pour le flambement normalement à l'âme:

$$\lambda = 40 - 60 - 80 - 100 - 130 - 175.$$

Rapport de l'excentricité  $e_1$  au rayon du noyau central:

$$m = 0,5 - 1 - 3.$$

Les diagrammes de flexion composée ainsi réalisés sont représentés à la figure 2.

Avant d'exécuter les essais de flambement proprement dits, on a étudié de façon approfondie les propriétés mécaniques des barres, en effectuant des essais de traction et de compression sur de nombreuses éprouvettes prélevées dans toutes les zones de la section droite.

Les éprouvettes de compression étaient de petits parallépipèdes rectifiés essayés par l'intermédiaire d'une «subpress», dispositif consistant essentiellement en une enclume et un piston sans jeu latéral appréciable. Par ce moyen, on a pu relever à l'aide de jauges électriques collées sur les éprouvettes d'excellents diagrammes ( $\sigma$ ,  $\epsilon$ ) jusqu'au delà de la fin du palier d'écrasement (fig. 3), sans que l'éprouvette flambe prématurément.

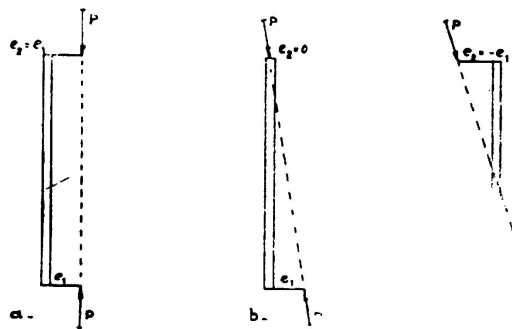


FIG. 1

Les résultats des mesures effectuées montrent une variation sensible de la limite élastique d'un point à l'autre des profils; par exemple dans le profil DIE 20, cette limite varie de 22 à 26,5 Kg/mm<sup>2</sup> dans la semelle. On a mesuré, en outre, les tensions résiduelles de laminage dans les trois profils expérimentés, à l'aide de déformètres mécaniques de 300 mm de base. Les diagrammes obtenus (par exemple figure 4 pour le profil DIE 20) montrent l'existence d'importantes tensions résiduelles ayant dans chacun des rectangles composant le profil, une allure parabolique.

En particulier, on a mesuré, dans les trois profils, de fortes tensions résiduelles de compression aux extrémités des ailes, qui atteignent 13 Kg/mm<sup>2</sup> dans le cas du profil DIE 20. Ces tensions résiduelles diminuent la résistance des barres au flambement par flexion transversale.

Si l'on admet que la section droite de chaque semelle reste plane au cours des déformations de flexion, on peut établir le diagramme tensions

-dilatations moyen applicable à cette semelle quand le profil se déforme par flexion composée dans le plan de son âme. Pour cela, on part du diagramme ( $\sigma$ ,  $\epsilon$ ) expérimental relevé sur les éprouvettes de compression et on en décale l'origine 0 en hauteur d'une quantité égale à la tension résiduelle mesurée en ce point du profil (fig. 5).

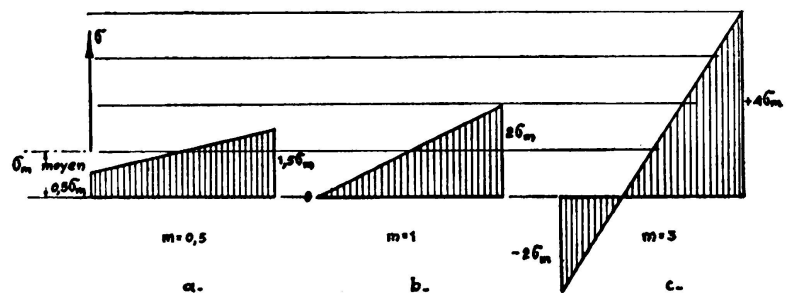
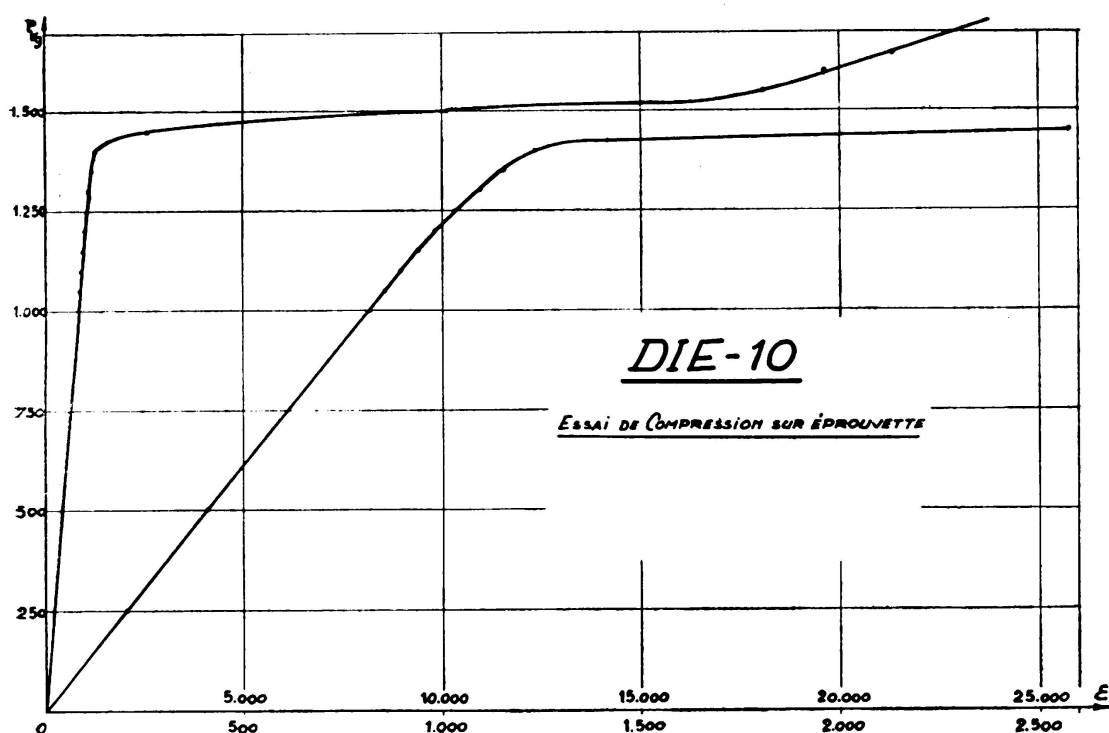
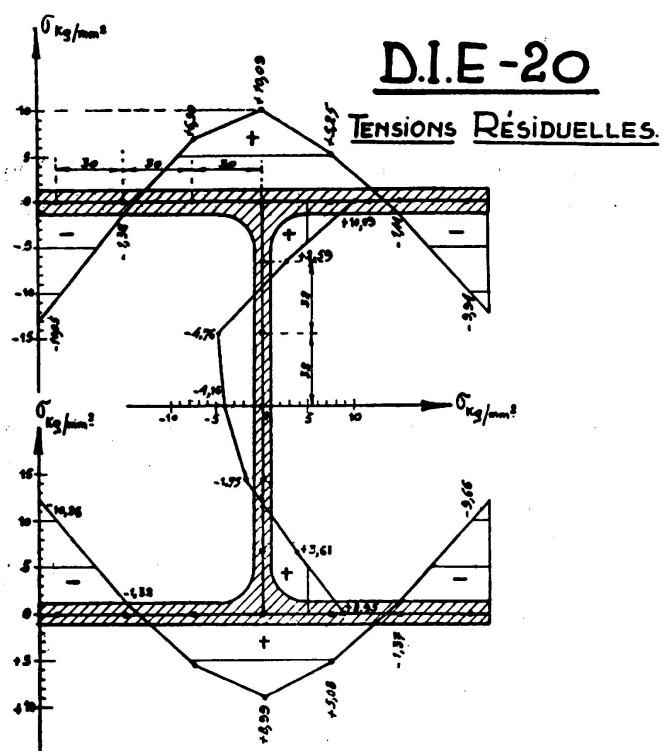


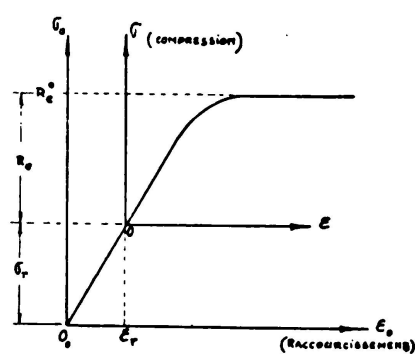
FIG. 2



**FIG. 3**



**FIG. 4**



**FIG. 5**

En faisant ensuite la moyenne de tous les diagrammes ( $\sigma$ ,  $\epsilon$ ) ainsi modifiés, on obtient un diagramme tensions dilatations moyen de la semelle, de nature théorico-expérimentale. Ce diagramme est en bon accord avec le diagramme expérimental obtenu en mesurant le raccourcissement moyen de tronçons entiers de poutrelles soumises à la compression pure. Il présente (fig. 6) une limite de proportionnalité beaucoup plus basse ( $R_p$  8,4 Kg/mm<sup>2</sup>) que celle relevée sur éprouvettes isolées et par consé-

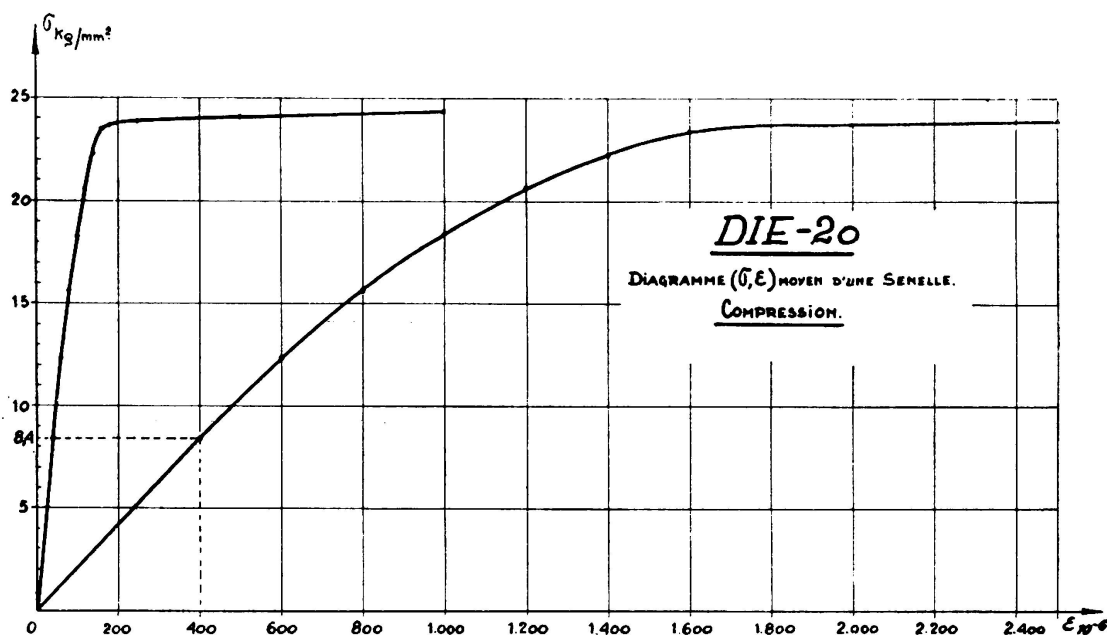


FIG. 6

quent un domaine plastique beaucoup plus étendu. Ce diagramme diffère fortement du diagramme à palier indéfini mis à la base de la plupart des théories du flambement plastique.

\*

Dans les essais de flambement proprement dits, la caractéristique essentielle a été l'emploi d'appuis sphériques sous pression d'huile réalisant de façon quasi-parfaite l'appui simple à la fois dans le plan de l'âme et dans le plan normal à l'âme (fig. 7).

Ces appuis, qui sont lubrifiés par de l'huile sous pression, travaillent en régime hydrodynamique et réalisent de ce fait la condition d'appui simple avec une précision impossible à réaliser par le moyen d'appuis à couteaux. En effet, en mettant en contact les deux taques d'appui, on peut réaliser, par la juxtaposition des deux demi-sphères, une sphère complète et on peut aisément mesurer le moment  $M$  qu'il faut appliquer pour faire pivoter cette sphère sous une charge de compression  $P$ . On a

trouvé expérimentalement, pour toute charge comprise entre 0 et 300 tonnes,  $e = \frac{P}{M}$  inférieur à 0,2 mm, ce qui correspond pour chaque appui, à une erreur inférieure au dixième de millimètre.

Les déformations de la barre au cours de l'essai de flambement étaient mesurées à l'aide de 20 comparateurs au centième de millimètre

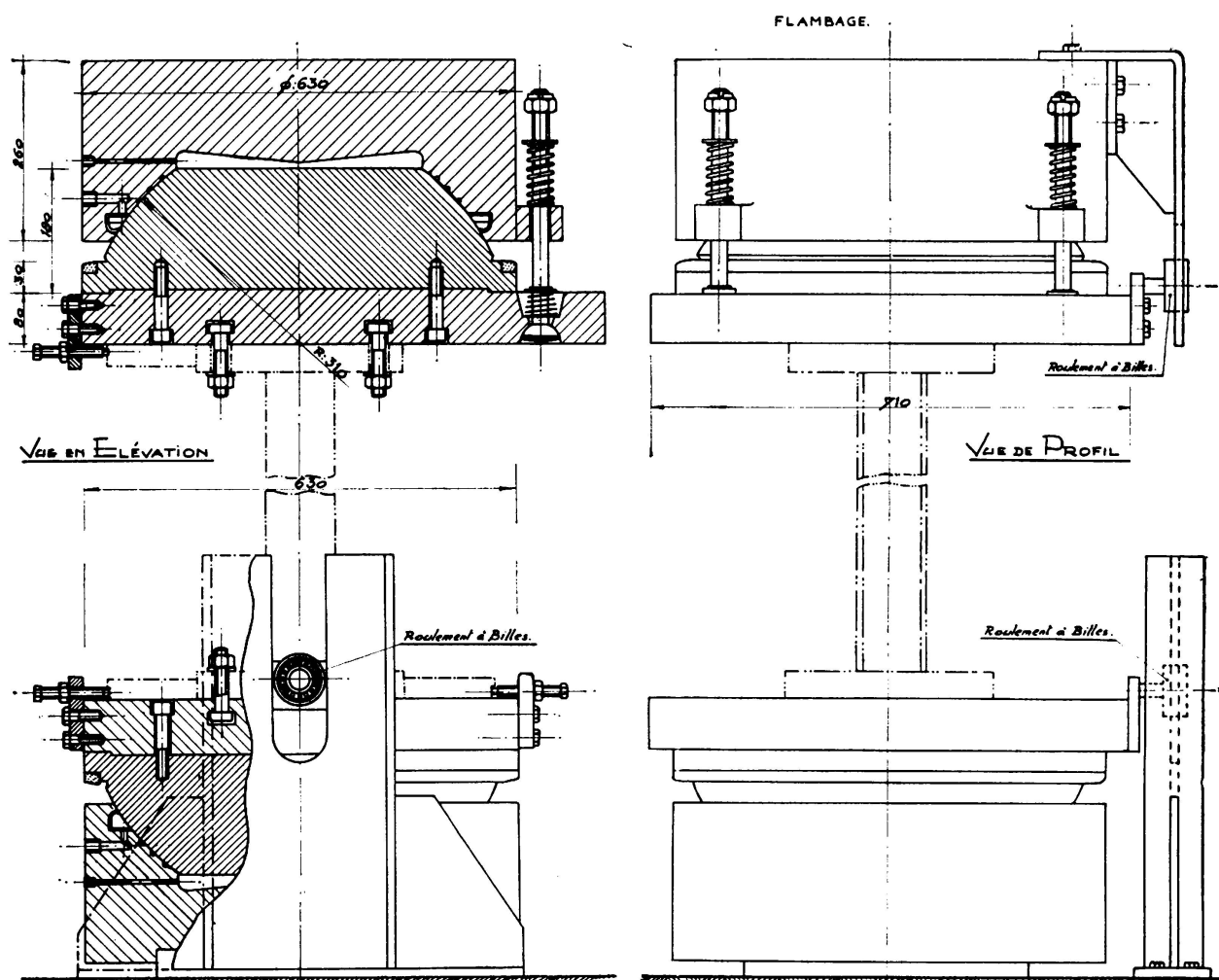


FIG. 7

disposés aux niveaux 0,1/4, 1/2, 3/4, et 1, à raison de 4 appareils par niveau. A chaque niveau, les appareils étaient disposés de la manière représentée en coupe horizontale à la figure 8; les comparateurs étaient actionnés par des fils très fins attachés à l'extrémité de règles rigides fixées sur la colonne, ceci afin d'augmenter la précision des mesures de torsion et d'éviter le bris des appareils par suite d'un flambement brusque de la colonne.

La photographie fig. 9 donne une vue de l'appui à rotule inférieur.

Les photos figures 10 et 11 représentent l'ensemble du dispositif d'essai.

La grande majorité des 92 barres essayées ont péri de la façon suivante :

Après une déformation plastique plus ou moins grande par flexion composée dans le plan de leur âme, elles ont flambé par flexion normale à l'âme accompagnée de torsion (fig. 10).

Seul, un petit nombre de barres, surtout celles à excentricités terminales opposées, ont été ruinées par excès de flexion plastique aux extrémités (fig. 11) accompagné, dans le dernier stade, par un voilement local des ailes comprimées.

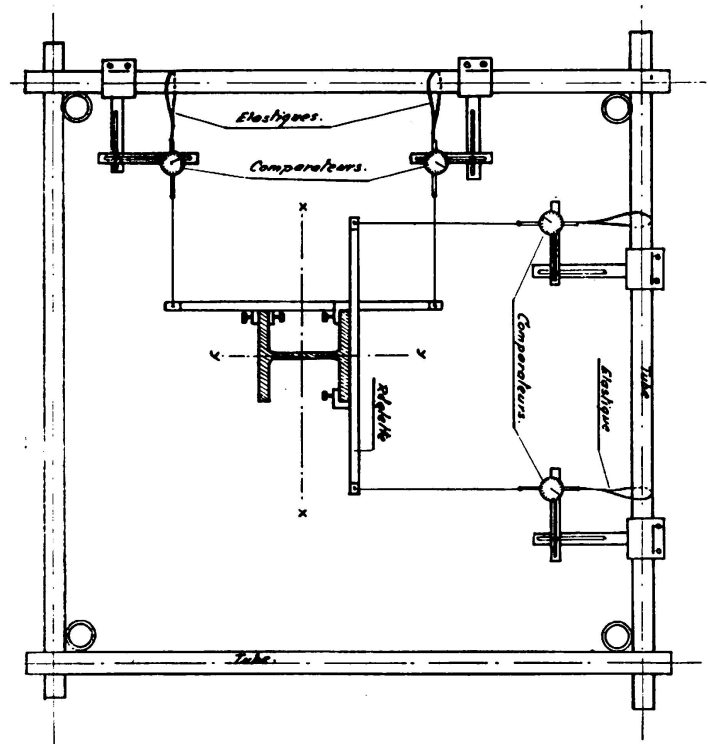


FIG. 8

Nous considérons donc que ces essais ont mis particulièrement en lumière l'importance des déformations par torsion, qui ont pour effet de diminuer très sensiblement la grandeur de la charge critique. Par ailleurs, ils doivent, à notre avis, inciter les constructeurs à une grande prudence dans l'application de la méthode dite «des rotules plastiques» à des ossatures comprenant des éléments comprimés.

\*

Dans l'analyse théorique des résultats d'essai, on a jugé indispensable d'établir à la fois des formules simples, pouvant servir de base à une méthode de dimensionnement utilisable en pratique, et des méthodes de calcul serrant la réalité d'aussi près que possible, mais nécessairement d'application compliquée.

La place dont nous disposons ne nous permet de dire que quelques mots de ces méthodes perfectionnées.

Nous sommes parvenus à généraliser pour le domaine plastique la théorie élastique du flambement par flexion et torsion des pièces chargées avec une excentricité constante. Cette théorie a été développée complètement pour un profil à âme évanouissante et dont les semelles posséderaient un diagramme  $(\sigma, \epsilon)$  quelconque, construit en tenant compte de la répartition réelle des propriétés élastoplastiques et des tensions résiduelles comme nous l'avons expliqué ci-dessus.

La différence essentielle entre cette théorie et la théorie élastique du flambement par flexion et torsion est que, au fur et à mesure que la

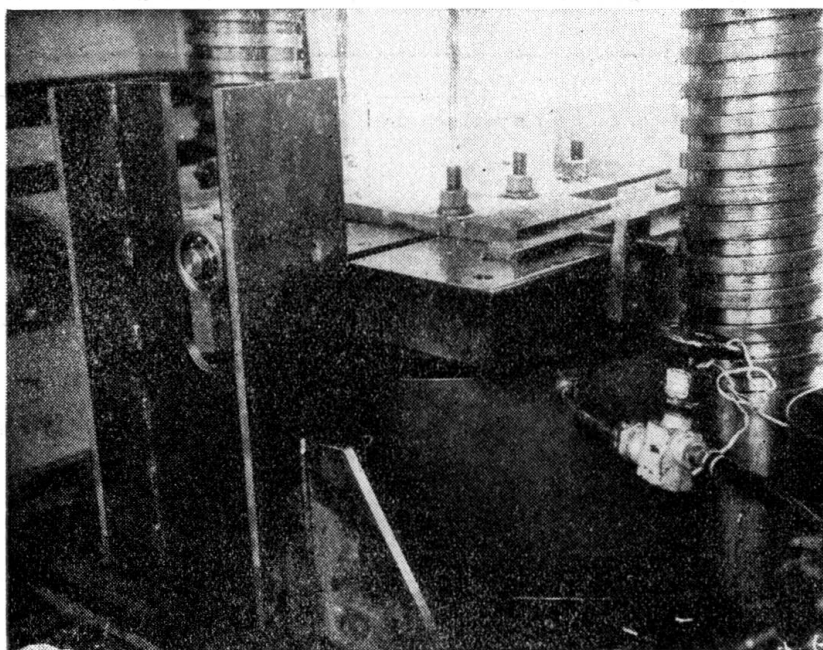


FIG. 9

semelle intérieure de la barre se plastifie, les caractéristiques géométriques du profil se modifient. Tout se passe comme si cette semelle voyait sa section diminuer et si on avait affaire à un double té à ailes inégales. De ce fait, le centre d'élasticité  $E$  et le centre de cisaillement  $O$  de la section droite se rapprochent continuellement de la semelle extérieure de la colonne, comme le montre la figure 12.

Signalons aussi que la théorie est systématiquement basée sur le concept de SHANLEY, d'après lequel les déformations de flambement se produisent pendant que la charge  $P$  s'accroît, de sorte que les dilatations  $\epsilon$  ne décroissent en aucun point du métal.

Comme le montre le tableau 1 ci-dessous, cette théorie a été trouvée en excellent accord avec l'expérience dans les 9 cas où la comparaison a été effectuée pour le profil DIE 20. Pour les barres à profil PN 22 S, l'accord est moins parfait mais cependant bon.

TABLEAU 1

*Comparaison des charges critiques théorique et expérimentale  
de flambement élastoplastique par flexion et torsion*

(en tonnes)

DIE 20

| $\lambda$ | m | 0,5           |           | 1             |           | 3             |           |
|-----------|---|---------------|-----------|---------------|-----------|---------------|-----------|
|           |   | expérimentale | théorique | expérimentale | théorique | expérimentale | théorique |
| 60        |   | 84,8          | 85,2      | 64,8          | 66,2      | 32,8          | 35,5      |
| 80        |   | 71,0          | 75,0      | 59,0          | 59,0      | 32,5          | 32,5      |
| 100       |   | 62,5          | 62,7      | 53,5          | 51,0      | 29,0          | 29,5      |

PN — 22 S.

| $\lambda$ | m | 0,5           |           | 1             |           | 3             |           |
|-----------|---|---------------|-----------|---------------|-----------|---------------|-----------|
|           |   | expérimentale | théorique | expérimentale | théorique | expérimentale | théorique |
| 60        |   | 65,8          | 73,0      | 53,8          | 57,4      | —             | —         |
| 80        |   | 67,1          | 66,0      | 53,8          | 53,8      | 28,8          | 29,8      |
| 100       |   | 59,8          | 54,1      | 53,0          | 48,6      | 26,9          | 28,6      |
| 130       |   | —             | —         | —             | —         | 25,5          | 24,9      |

TABLEAU 2

*Comparaison des charges critiques théorique et expérimentale  
de flambement élastique par flexion et torsion*

(en tonnes)

| Profil DIE — 10 |                   |     |                      |                        | Profil PN — 22 S |                   |     |                      |                        |
|-----------------|-------------------|-----|----------------------|------------------------|------------------|-------------------|-----|----------------------|------------------------|
| $\lambda$       | $\frac{e_2}{e_1}$ | m   | P critique théorique | P critique expériment. | $\lambda$        | $\frac{e_2}{e_1}$ | m   | P critique théorique | P critique expériment. |
| 175             | + 1               | 0,5 | 15,2                 | 13,8                   | 175              | + 1               | 0,5 | 26,6                 | 27,0                   |
|                 |                   | 1   | 14,0                 | 12,5                   |                  |                   | 1   | 25,4                 | 25,8                   |
|                 | 0                 | 0,5 | 15,3                 | 11,8                   |                  | 0                 | 0,5 | 25,7                 | 25,6                   |
|                 |                   | 1   | —                    | —                      |                  |                   | 1   | 25,4                 | 25,3                   |
|                 | - 1               | 0,5 | —                    | —                      |                  | - 1               | 0,5 | —                    | —                      |
|                 |                   | 1   | 15,2                 | 14,0                   |                  |                   | 1   | 25,5                 | 25,4                   |
| 180             | + 1               | 0,5 | 26,1                 | 22,8                   | 130              | + 1               | 0,5 | 46,3                 | 45,5                   |
|                 |                   | 1   | —                    | —                      |                  |                   | 1   | 44,7                 | 43,6                   |
|                 | 0                 | 0,5 | 25,9                 | 25,0                   |                  | 0                 | 0,5 | —                    | —                      |
|                 |                   | 1   | —                    | —                      |                  |                   | 1   | 46,3                 | 44,0                   |
|                 | - 1               | 0,5 | 25,7                 | 30,0                   |                  | - 1               | 0,5 | 46,7                 | 44,3                   |
|                 |                   | 1   | 25,6                 | 24,1                   |                  |                   | 1   | 46,3                 | 48,5                   |



Les barres les plus longues du programme d'essais ( $\lambda = 130$  ou  $175$ ) ont flambé élastiquement par flexion et torsion, à condition que l'excentricité de l'effort ne soit pas trop grande ( $m = 0,5$  et  $1$ ). La table 2 ci-dessous donne les valeurs théoriques obtenues pour ces cas ainsi que les valeurs expérimentales. On voit que l'accord est bon ou très bon, à une ou deux exceptions près.

\*

Nous allons maintenant examiner quelle formule simple de dimensionnement peut être proposée sur les bases des expériences effectuées. Pour faciliter la discussion, nous nous placerons dans le stade de ruine plutôt que dans les conditions de service.

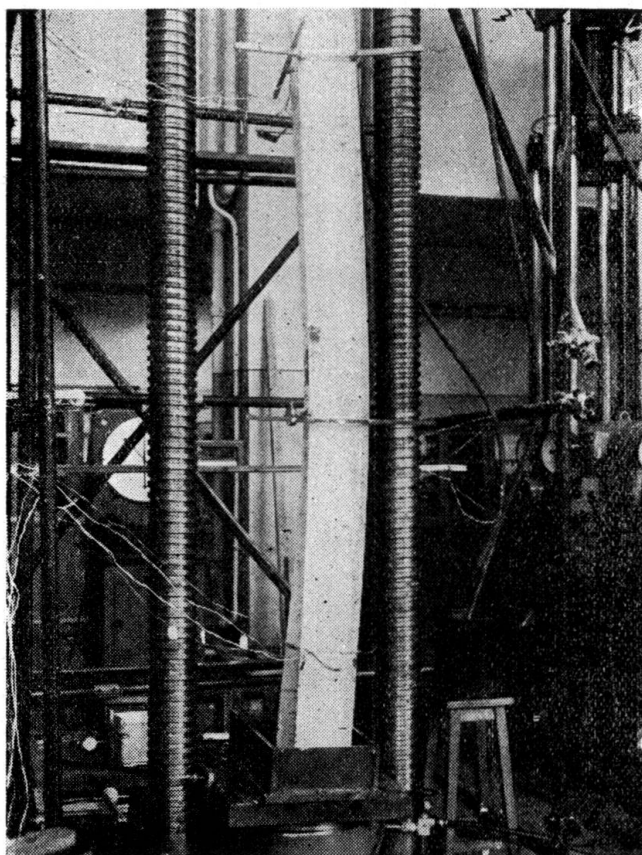


FIG. 10

Une remarque préalable s'impose : nos essais ont montré qu'une barre comprimée obliquement peut périr de deux façons essentiellement différentes :

a) par excès de déformation plastique à une extrémité, ou, comme on a l'habitude de dire, par formation d'une rotule plastique à une extrémité;

b) par flambement proprement dit.

Dans le cas *a*), il n'y a pas flambement et la sollicitation de ruine peut se déterminer par la formule classique de flexion composée

$$\sigma_{\max} = \sigma_{\text{comp.}} + \sigma_{\text{flexion}} = \frac{P}{\Omega} + \frac{M_{\max}}{\frac{I}{v}} = R_e,$$

qu'on peut mettre sous la forme

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M_{\max}}{M_o} = 1,$$

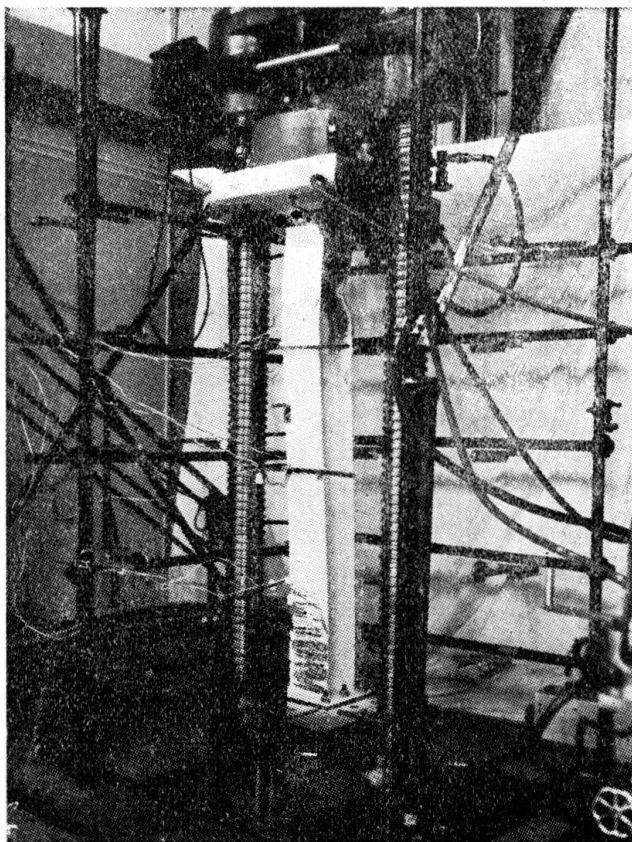


FIG. 11

à condition de poser

$$P_o = \Omega R_e, \quad M_o = R_e \frac{I}{v}$$

Dans le cas de flambement proprement dit, il faut perfectionner les formules d'interaction linéaire qu'on trouve dans la plupart des spécifications officielles, et qui sont également de la forme

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M}{M_o} = 1. \quad (1)$$

A ce point de vue, on peut se poser les trois questions suivantes :

- 1) Quelles expressions faut-il adopter pour la charge de ruine par flambement centrique,  $P_o$ , et le moment de ruine par flexion simple,  $M_o$  ?
- 2) La formule linéaire (1) représente-t-elle suffisamment bien les résultats d'essais de flambement et théories de ce phénomène, ou bien faut-il, au contraire, en améliorer la structure en adoptant une combinaison non linéaire de  $M$  et  $P$  ?
- 3) Quel est le moment  $M$  qu'il faut introduire dans la formule (1) quand la barre est sollicitée obliquement et que les moments fléchissants initiaux  $y$  sont répartis linéairement entre les valeurs extrêmes  $M_1 \equiv Pe_1$  et  $M_2 \equiv Pe_2$  ?

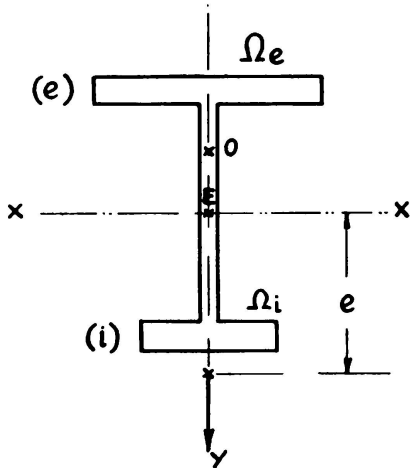


FIG. 12

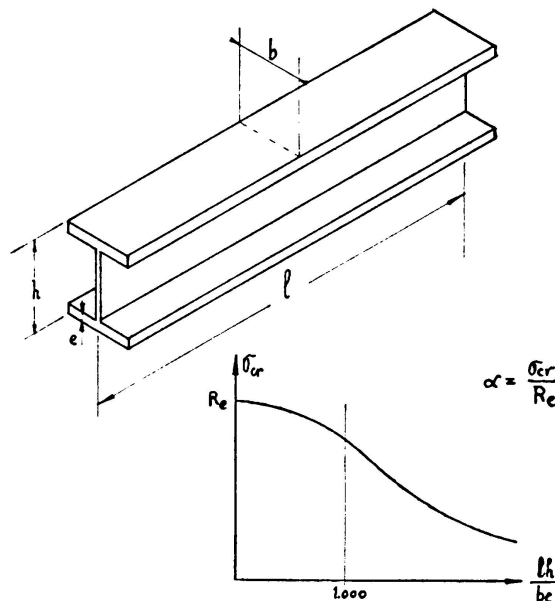


FIG. 13

Nous allons essayer de répondre successivement à ces trois questions.

Tout d'abord, comme l'un de nous l'a montré antérieurement [2], la charge de ruine en cas de flambement centrique est donnée avec une bonne approximation par la formule théorique dite d'Engesser-Shanley

$$P_o = \frac{\pi^2 E_t I}{l^2}$$

où  $E_t$  est le module tangent de l'acier pour la tension moyenne de ruine.

Quant au moment fléchissant  $M_o$  qui amène la ruine de la barre par flexion simple, il vaudrait

$$M_o = R_e \frac{I}{v}$$

s'il n'y avait pas danger de déversement, car, pour les profils à ailes minces utilisés dans nos essais, le voilement local des ailes se produit rapidement et ne permet guère d'exploiter la capacité de déformation plastique du métal. Seulement, le danger de déversement est toujours présent et a pour effet de réduire la valeur du moment admissible.

L'expression du moment critique de déversement dépend du mode de distribution des charges transversales sur la poutre et est donnée par une formule relativement compliquée. Heureusement, DE VRIES a montré [3] que, pour les profils à larges ailes couramment utilisés comme colonnes, la stabilité de la poutre au déversement ne dépendait pratiquement que du paramètre très simple  $lh/be$ , où  $l$  est la portée de la barre et  $h$ ,  $b$ ,  $e$  sont les dimensions de la section droite définies à la figure 13. Cela étant, on obtient le moment de ruine en cas de déversement par la formule

$$M_o = \alpha R_e \frac{I}{v}$$

où  $\alpha$  est donné par les expressions

$$\alpha = 1 - 3,72 \cdot 10^{-7} (lh/be)^2 \text{ pour } (lh/be) \leq 1000$$

$$\alpha = \frac{628}{lh/be} \text{ pour } lh/be \geq 1000.$$

Nous avons ainsi répondu à la première des trois questions que nous nous étions posées.

Nous devons maintenant répondre à la seconde: la formule d'interaction linéaire.

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M}{M_o} = 1$$

représente-t-elle suffisamment bien les résultats des essais, ou bien faut-il en améliorer la structure?

L'étude de la littérature technique nous a montré que les expérimentateurs ayant exécuté récemment aux Etats-Unis des essais sur barres chargées excentriquement recommandent à peu près unanimement de corriger le terme  $\frac{M}{M_o}$  de la forme linéaire et d'adopter la formule

$$\frac{P}{P_o} + \frac{M}{M_o \left(1 - \frac{P}{P_E}\right)} = 1$$

où  $P = \frac{\pi^2 E I_x}{l^2}$  représente la charge critique d'Euler pour le flambement élastique dans le plan de sollicitation de la barre.

La justification du facteur correctif  $(1 - \frac{P}{P_E})$  est d'ailleurs très simple. En effet, si  $e$  est l'excentricité initiale de l'effort de compression, cette excentricité augmente par suite de la déformation élastique de la barre soumise à la charge  $P$  et vaut pratiquement dans la section médiane

$$\frac{e}{1 - \frac{P}{P_E}}$$

de sorte qu'au moment de la ruine le moment dans cette section vaut:

$$M' = Pe' = \frac{Pe}{1 - P/P_E} = \frac{M}{1 - \frac{P}{P_E}}$$

Il nous reste à répondre à la troisième question: quel est le moment  $M_{\text{équivalent}}$  qu'il faut introduire dans la formule d'interaction quand la barre est sollicitée à ses extrémités par des moments différents  $M_1$  et  $M_2 \neq M_1$ ?

L'expression exacte de ce moment serait évidemment extrêmement compliquée, parce qu'elle devrait être basée sur la théorie du flambement par flexion et torsion dans le domaine plastique, dont nous avons donné un bref aperçu ci-dessus. Après examen approfondi de toutes les données du problème, nous avons adopté l'expression du second degré:

$$M_{\text{équiv.}} = \sqrt{0,3 (M_1^2 + M_2^2) + 0,4 M_1 M_2}$$

qui résulte d'une étude sur le flambement élastique par flexion et torsion à laquelle l'un de nous s'est livré il y a quelques années [3]. Cette formule donne en particulier:

$$\begin{aligned} \text{si } M_2 = M_1 : M_{\text{équiv.}} &= M_1; \\ \text{si } M_2 = 0 : M_{\text{équiv.}} &= 0,548 M_1; \\ \text{si } M_2 = -M_1 : M_{\text{équiv.}} &= 0,447 M_1, \end{aligned}$$

c'est-à-dire qu'elle entraîne une économie d'acier très appréciable vis-à-vis de la règle actuellement en vigueur en Belgique, d'après laquelle on doit adopter en toutes circonstances, le moment fléchissant maximum.

En définitive, la formule de flambement que nous proposons s'écrit explicitement:

$$\frac{P}{\Omega R'_{cr}} + \frac{\sqrt{0,3 (M_1^2 + M_2^2) + 0,4 M_1 M_2}}{\alpha \left(1 - \frac{P}{P_E}\right) R_e \frac{I}{v}} = 1 \quad (a)$$

où  $\alpha$  est le coefficient réducteur de déversement dont nous avons parlé plus haut.

Etant donné la complexité du phénomène en cause et la structure volontairement très simple de la formule ci-dessus, on ne peut espérer qu'elle cadrera parfaitement avec nos 92 essais de flambement.

Nous devons nous déclarer satisfaits si :

1) La formule donne toute sécurité, c'est à dire, si dans un diagramme cartésien obtenu en portant

$$y = \frac{P_{\text{ruine}}^{\text{expérim.}}}{P_0} \text{ en ordonnées}$$

$$\text{et } x = \frac{M_{\text{ruine}}^{\text{expérim.}}}{M_0 \left(1 - \frac{P}{P_E}\right)} \text{ en abscisses,}$$

les points expérimentaux se placent tous au-dessus de la droite d'équation

$$x + y = 1,$$

qui joint les points (1,0) et (0,1) du diagramme.

2) La dispersion de ces points expérimentaux se trouve notablement réduite par rapport à celle que donnent les spécifications actuelles.

Le diagramme figure 14 permet d'apprécier le degré d'accord qui est réalisé par la formule proposée. Par comparaison avec les normes belges en vigueur, en tous cas, la condensation des points aux environs de la droite théorique est très appréciable.

L'accord de la formule (a) avec l'expérience serait encore meilleur si l'on supprimait le facteur  $(1 - P/P_E)$  au dénominateur du second terme de la formule. En effet, on obtiendrait alors une figure où la condensation des points serait plus forte. Malheureusement, en même temps que se produit cette condensation, 5 points expérimentaux passent sous la droite, ce qui signifie que la formule simplifiée ne donne plus de sécurité que dans 76 cas sur 92, au lieu de 81 sur 92.

Après l'achèvement de nos recherches théoriques et expérimentales, nous avons eu connaissance d'une publication du professeur Horne [5] où ce dernier propose une méthode de dimensionnement présentant plusieurs points communs avec la nôtre. Cette méthode a incontestablement une base scientifique plus fouillée que la nôtre, que nous avons voulu garder aussi simple que possible; par contre, elle est d'application notablement plus compliquée que la formule que nous proposons.

Nous nous sommes livrés à une comparaison détaillée des charges de ruine théoriques prédites par les deux méthodes avec les charges de ruine expérimentales relevées au cours de nos essais. Le Dr. Horne a, de son

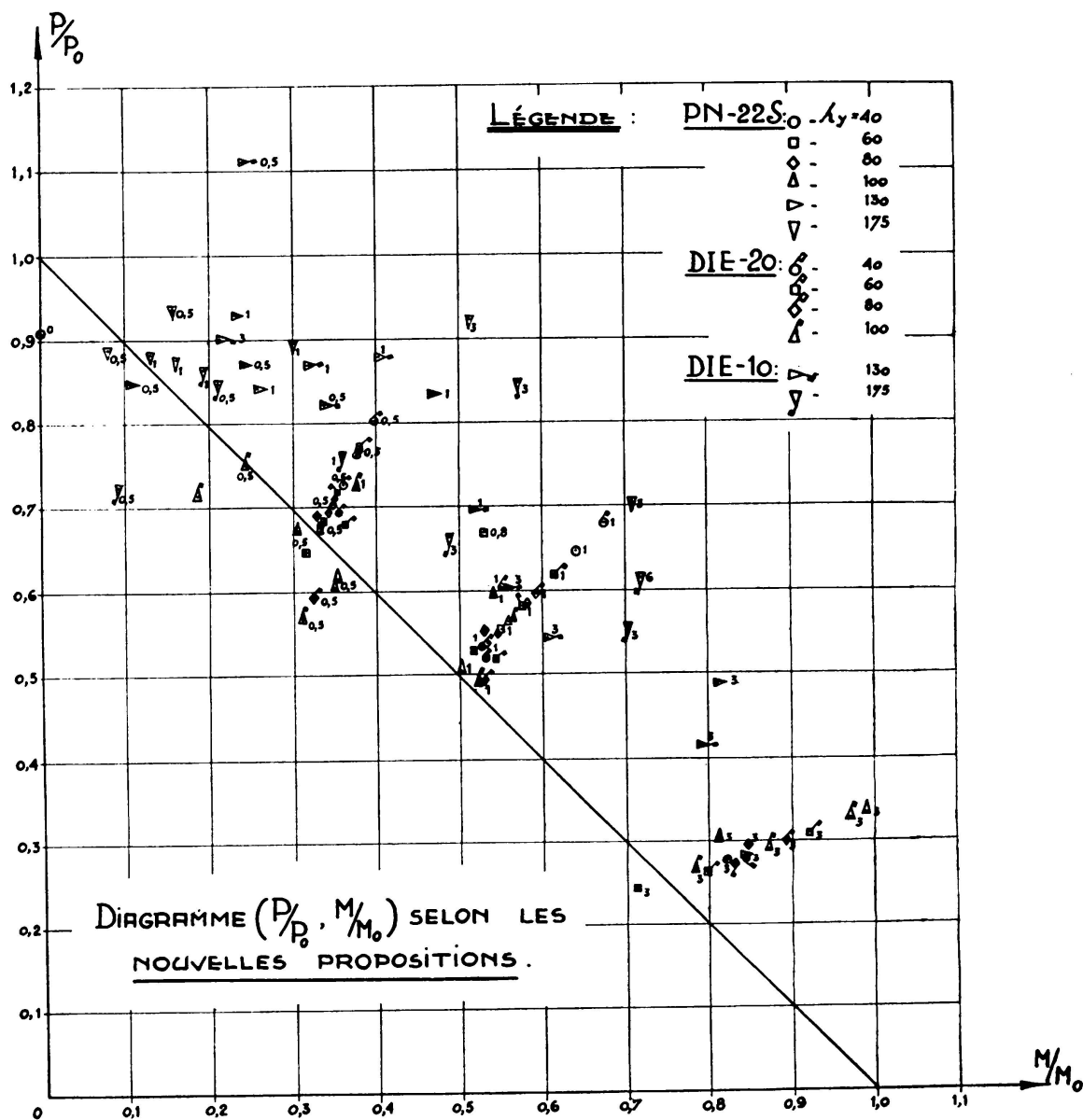


FIG. 14

côté, analysé par voie statistique les écarts entre les deux théories et nos expériences [6]. Le résultat de ces comparaisons est que la formule proposée par Horne possède une précision légèrement supérieure à la nôtre; cet accroissement de précision est plus que compensé, croyons-nous, par un supplément de complexité très appréciable.

## BIBLIOGRAPHIE

1. F. CAMPUS et C. MASSONNET — *Recherches sur le flambement de colonnes en acier A. 37, à profil en double té, sollicitées obliquement*. Bulletin du C. E. R. E. S., Liège. Tome VII, pp. 119-338, 1955, ou bien Compte rendu de recherches n° 17 de l'IRSIA, 152 pp, avril 1956.
2. CH. MASSONNET — *Réflexions concernant l'établissement de prescriptions rationnelles sur le flambage des barres en acier*. L'Ossature Métallique n° 7-8, pp. 358 à 378, 1950.
3. K. DE VRIES — Trans. A. S. C. E., Vol. 112, pp. 1245-1320, 1947.
4. CH. MASSONNET — *Le flambage des barres à section ouverte et à parois minces* — Hommage de la Faculté des Sciences appliquées de l'Université de Liège à l'A. I. Lg. Liège, G. Thone, éd., pp. 126-141; 1947.
5. M. R. HORNE — *The stanchion problem in frame structures designed according to ultimate carrying capacity*. Proc. Inst. Civ. Engrs., Part III, Vol. 5, pp. 105-160, avril 1956.
6. *Discussion du mémoire du Dr. Horne*, Proc. Inst. Civ. Engrs., Part III, Vol. 5, pp. 558-571.

## R É S U M É

Les auteurs résument les recherches expérimentales et théoriques effectuées sur le flambement de barres en double té en acier A. 37, sollicitées par une force de compression oblique agissant dans leur plan d'inertie maximum. Ils décrivent successivement les essais mécaniques sur l'acier de base, les essais de flambement proprement dits, le principe d'une méthode généralisant au domaine plastique la théorie élastique du flambement par flexion et torsion et donnent enfin une formule d'interaction simple destinée au dimensionnement pratique.

## S U M M A R Y

The authors summarize the theoretical and experimental research work carried out on the buckling of double tee profiles of St. 37 steel submitted to an oblique compression force actuating in the plane of their maximum inertia. They describe in succession mechanical tests on the basic steel, the actual buckling tests, the principle of a method through which the elastic theory for flexural and torsional buckling can be generalized to the plastic field and finally give a simple inter-action formula for practical design.

## ZUSAMMENFASSUNG

Der Bericht gibt die Zusammenfassung der experimentellen und theoretischen Untersuchungen über das Knicken von I-Profilen aus St. 37, welche durch eine schräge Druckkraft, in der Ebene des grössten Trägheitsmomentes wirkend, beansprucht werden. Nacheinander werden besprochen: die mechanischen Versuche am Grundmaterial, die eigentlichen Knickversuche, das Prinzip einer Methode, welche die Elastizi-



tätsheorie des Biege- und Torsionsknickens auf den plastischen Bereich erweitert und endlich eine einfache Dimensionierungsformel für die Kombination von Biegung und Torsion.

### RESUMO

Os autores resumem as investigações experimentais e teóricas efectuadas acerca da encurvadura de perfis em duplo tê, de aço A. 37, submetidos à compressão oblíqua no plano de inércia máxima. Descrevem sucessivamente os ensaios mecânicos do material de base, os ensaios de encurvadura propriamente ditos, o princípio de um método permitindo generalizar a teoria elástica da encurvadura por flexão e torsão ao campo plástico e indicam finalmente uma fórmula simples de interacção para o dimensionamento prático.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## **IV d 1**

### **The rust proofing of steel bridges**

### **Der Rostschutz von Stahlbrücken**

### **Protecção contra a ferrugem de pontes de aço**

### **Protection contre la rouille des ponts en acier**

F. A. RIVETT, M. A.

*Schori Division, F. W. Berk & Co. Ltd.*

London

This paper deals with metal spraying as a method of rust-proofing steel bridges. Once a bridge has been erected in a non-rust proofed condition, metal spraying is normally the only feasible method of rust-proofing it in situ. Because of the large size of bridge members it is also frequently the only way of rust-proofing before erection.

The process involves blasting with sand or chilled iron shot to remove all rust, scale and other contamination from the surface of the steel and to roughen it slightly. For blasting in situ, air blasting is always employed because it is so flexible a process. The abrasive is loaded into a pressure vessel and is then entrained in a stream of compressed air, the operating pressure normally being about 80 lbs. per square inch. The particles emerge at high speed from the blasting nozzle and readily remove all scale and contamination down to the bare steel. On some types of bridges it is possible by a suitable arrangement of tarpaulins to collect about 50 % of the abrasive for re-use. In other difficult locations it is not possible to collect any for re-use.

Figure No. 1 shows open blasting in progress on the Oddesund Bridge, Denmark.

Where it is possible for the bridge steel work to be rust-proofed before erection, there are in existence a number of factories specially equipped to do this and in some of these very large items can be handled readily. Figure No. 2 shows what is thought to be the largest blast room in Europe in a metal spraying works in London. A considerable tonnage of bridge steel work is regularly treated through this room. In such an installation all the abrasive is of course collected for re-use.

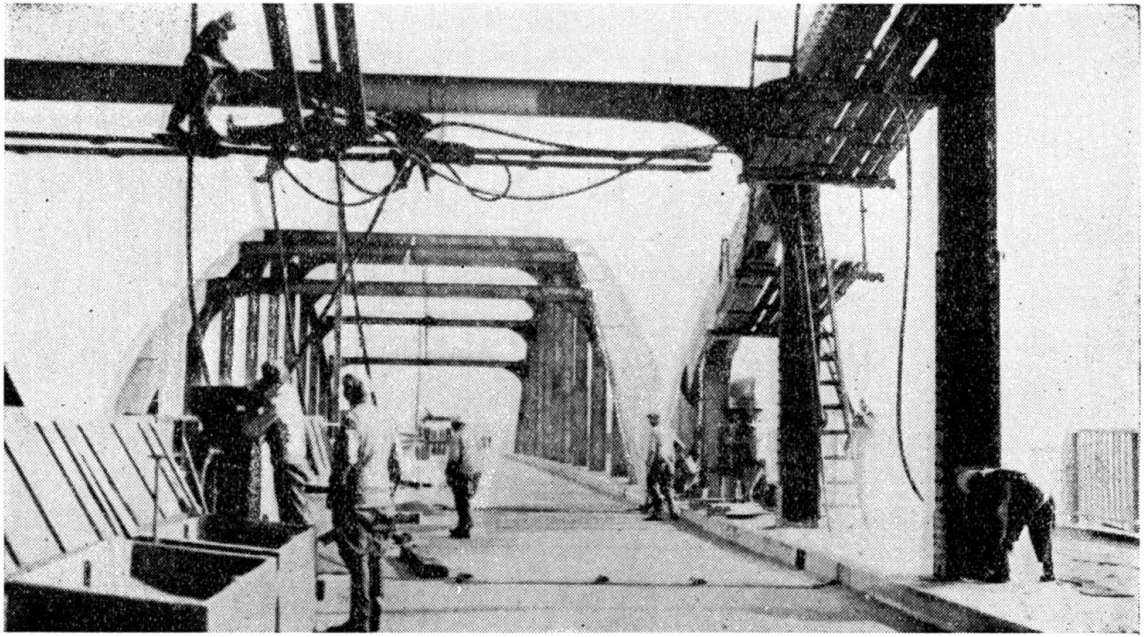


FIG. 1. Open sand blasting in progress on the Oddesund Bridge, Denmark

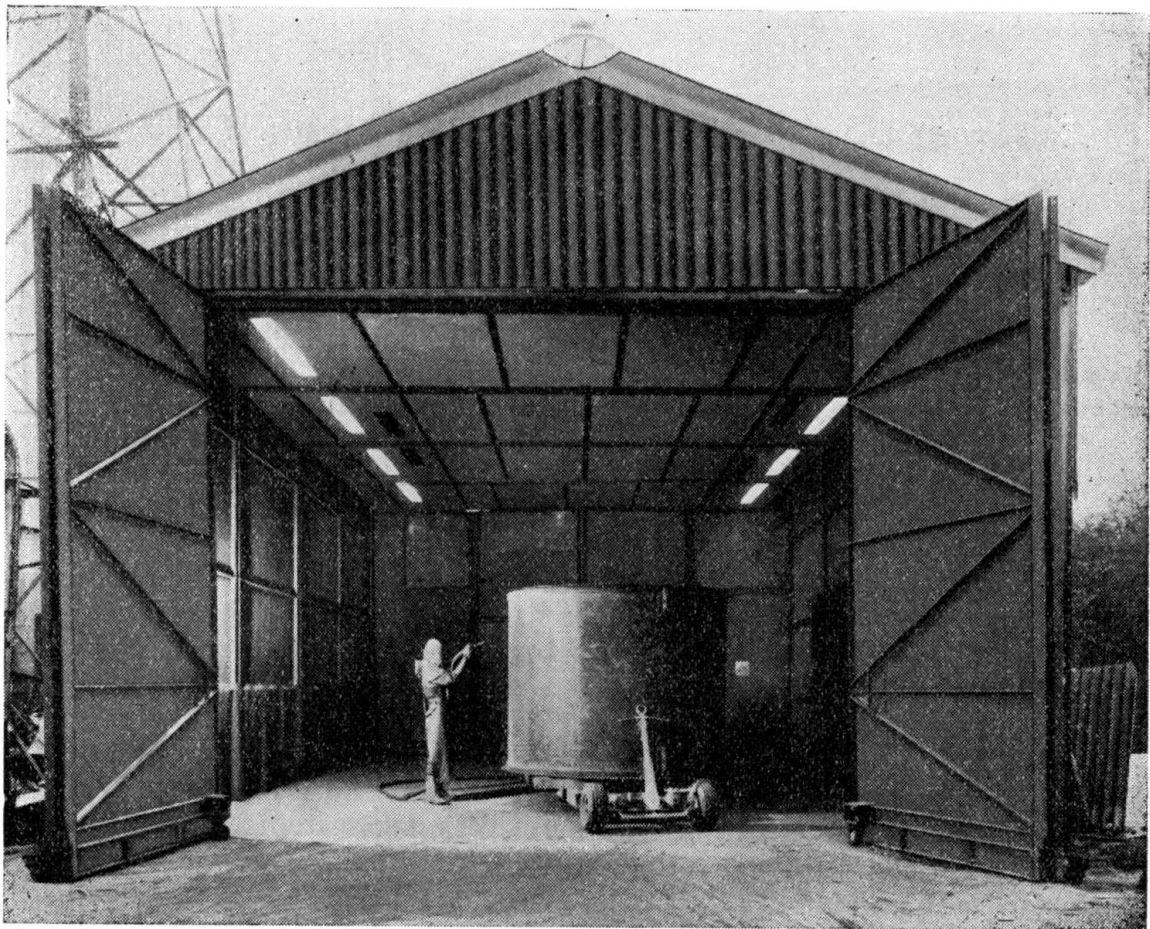


FIG. 2. A shot blast room in London, England thought to be the largest in Europe

**Metal Spraying**

After blasting the steel work must be metal sprayed before condensation or rust can form on the clean surface. Several types of metal spraying equipment are available. In the author's opinion the Schori gun which is also known as the Berk gun is the simplest and quickest

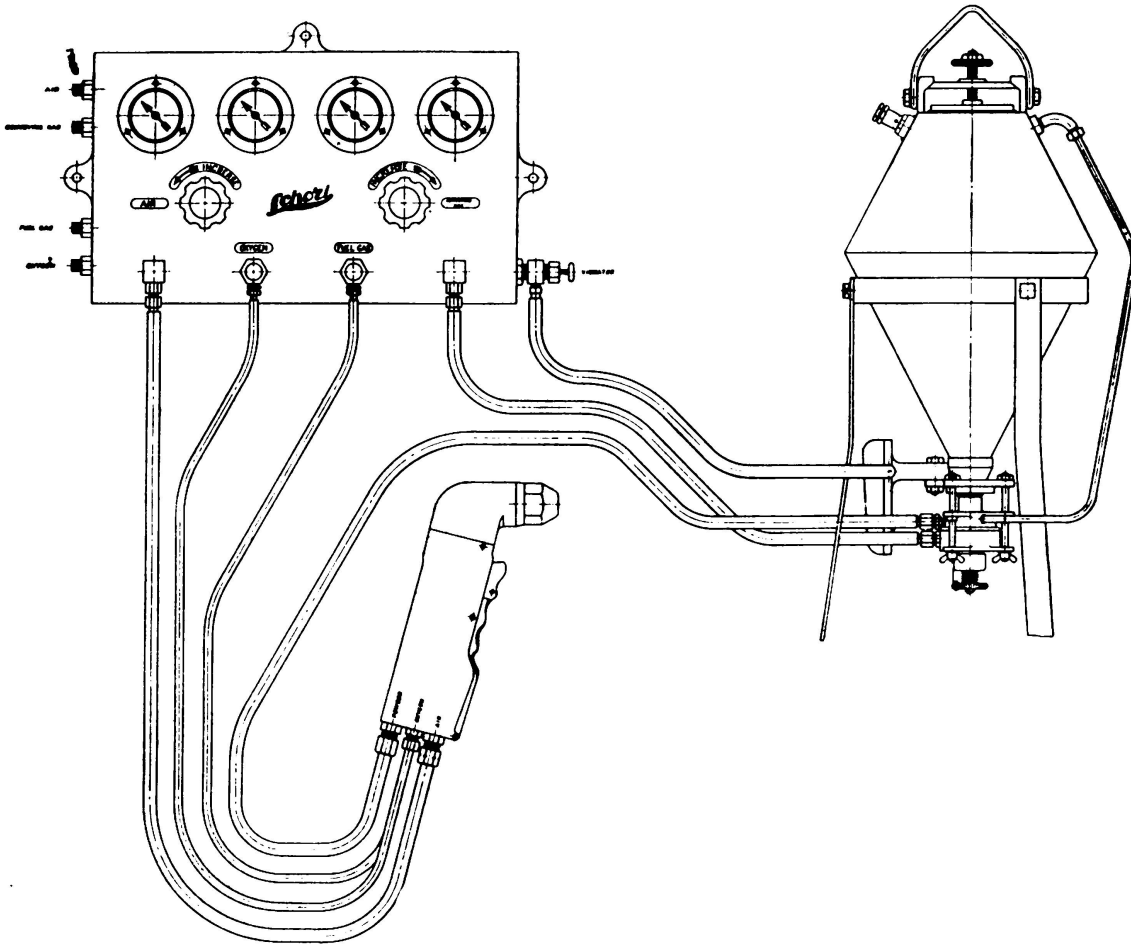


FIG. 3

as well as the most flexible equipment for spraying in awkward situations which frequently arise on bridge work. Basically the gun consists of a pressure feeding device whereby some 40 lbs. per hour of Zinc can be fed through a flame and firmly attached to the surface to be rust proofed. Figure No. 3 shows a layout of the complete equipment including the pistol, the powder feeder and the gas pressure control panel. The gun, which has no moving parts, is a very light and easily handled piece of equipment the weight being  $2\frac{1}{2}$  lbs.

### The Pistol

Figure No. 4 shows a cross section through the pistol.

Figure No. 5 shows metal spraying in progress on the Jubilee Bridge, Barrow in Furness, England owned by the Corporation of Barrow. The Consulting Engineers were Messrs. Freeman Fox & Partners, London.

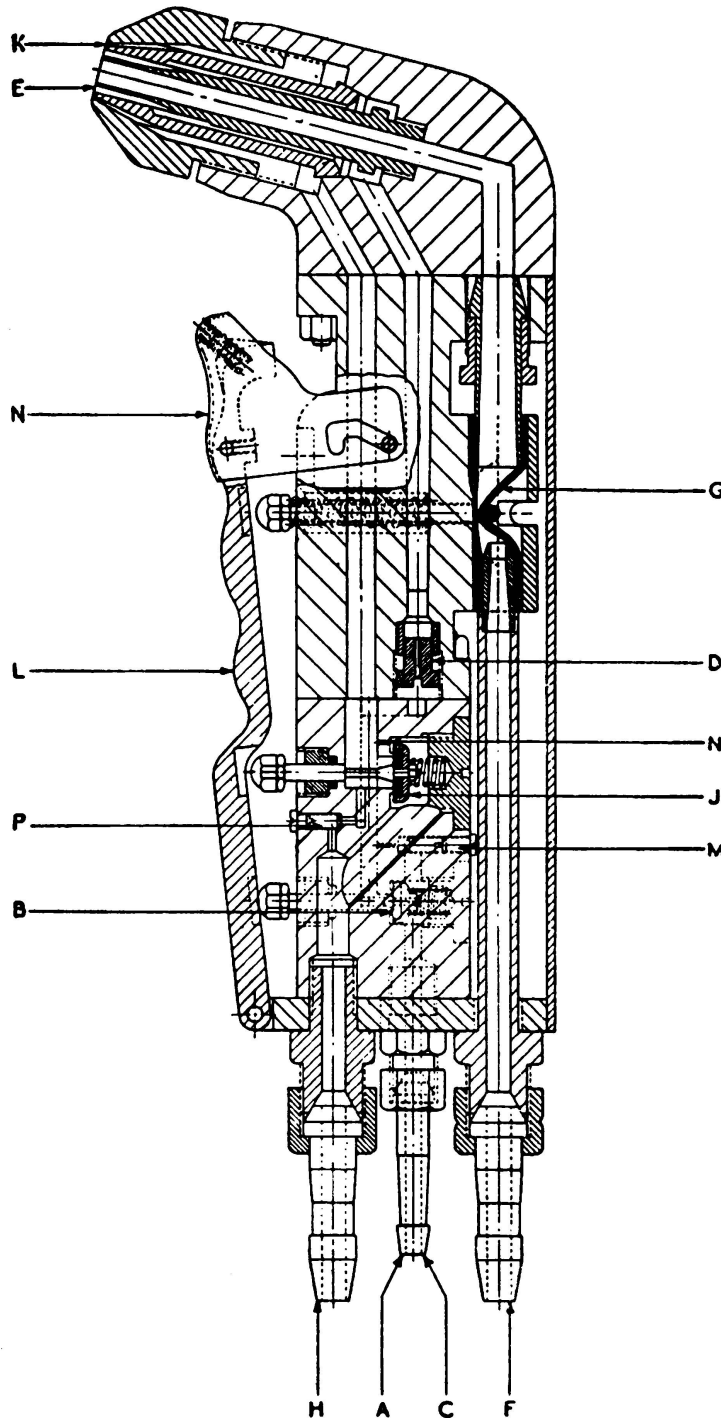


FIG. 4

### Paint Systems

A sprayed metal coating is normally painted with whatever paint system is favoured by the Consulting Engineers. Zinc chromate priming paints are considered best both for sprayed Zinc and for sprayed Aluminium which is sometimes used to rust-proof bridges. The paint has to be formulated in such a manner as to incorporate small amounts of oxide to neutralize any acid which may be present in the vehicle.

Both Zinc and Aluminium which are the only sprayed metal coatings used on any large scale for rust-proofing bridges, are anodic to steel. This means that they will attract to themselves any corrosive ions which may be present thereby sacrificing themselves to protect the under-lying steel. As is well known, failure of paint systems applied to non-rust proofed bridges



normally arises through moisture penetrating the paint system and causing rusting beneath the paint which is then pushed off. Metal spraying prevents such under rusting and as a result a very long life of the paint system on the bridge is achieved. The only attack on the paint system on a rust-proofed bridge is from the effects of ultra-violet light, rain etc. on the top coat. This will ultimately become powdery and need replacing. If this is done at intervals the under-coats and the metal sprayed layer will remain intact for an indefinite period. This is

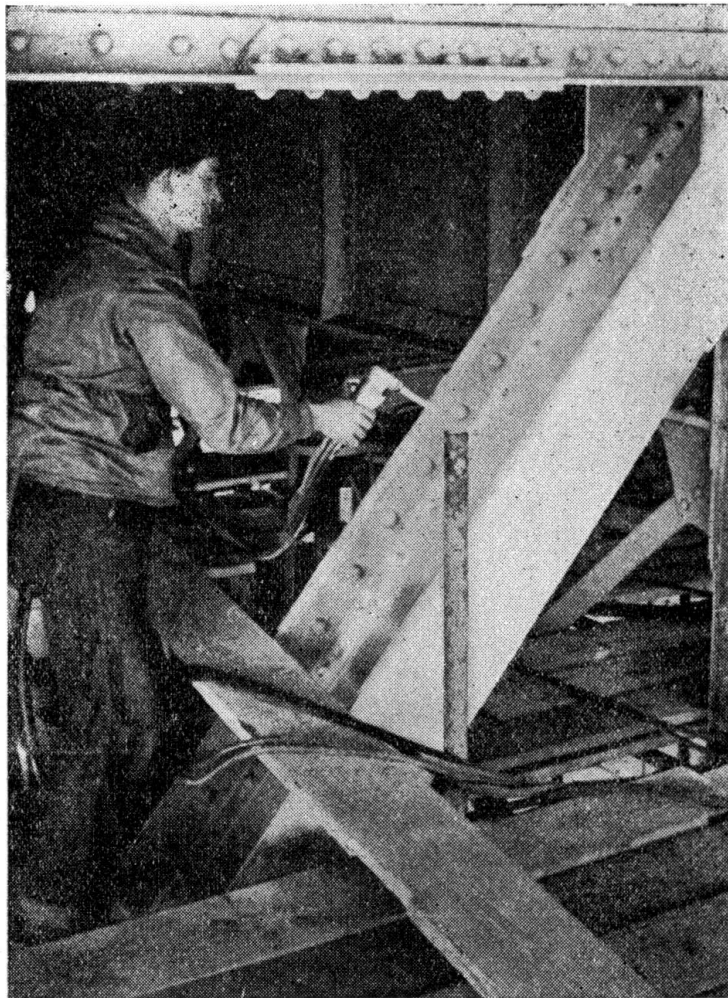


FIG. 5. Zinc spraying the previously sandblasted surface of the Jubilee Bridge, Barrow in Furness

illustrated by the excellent behaviour of the Menai Straits Bridge. Figure No. 6 shows the blasting and Zinc spraying of the suspension lengths of the Menai Bridge in progress in 1939. The Consulting Engineers were Sir Alexander Gibb & Partners and the Contractors Messrs. Dorman Long & Co. Ltd. It is exposed to severe marine conditions with high wind speeds. The paint applied to the rust-proofed links in 1939 is still in excellent condition after 17 years and provided the top coat is

replaced when necessary, the rust-proof system should have an indefinite life. The deck which was not rust-proofed has had to have very frequent attention.

Figure No. 7 shows the blasting and Aluminium spraying 0.006 inches thick of the large welded girders for the Black Bridge, Hook in the



FIG. 6. The sandblasting and zinc spraying of the suspension links of the Menai Straits Bridge in 1939

workshops of The Butterley Engineering Co. Derby, England. The Consulting Engineers were Messrs. J. S. Wilson & J. Mason.

In certain conditions particularly in Chemical Works a duplex coating of sprayed Zinc followed by sprayed Aluminium has been found, after prolonged testing, to give excellent protection where a coat of Zinc or Aluminium by itself is attacked. A steel bridge in a Chemical Works in Britain is now being treated in this way.

#### **The Economics of rust-proofing bridges**

Steel bridges were always expensive structures and this is more than ever true today. They are normally expected to last a very long time and maintenance costs become of prime importance. The justifi-



cation for metal spraying is that a bridge treated in this way needs no attention for very many years and then only minor attention to replace the top paint coat. An eminent firm of Consulting Engineers has worked out that the maintenance cost of a metal sprayed bridge is less than one quarter of the maintenance cost of the same bridge non-rust proofed. Periodic obstruction of the roadway by scaffolding is also avoided. Be-

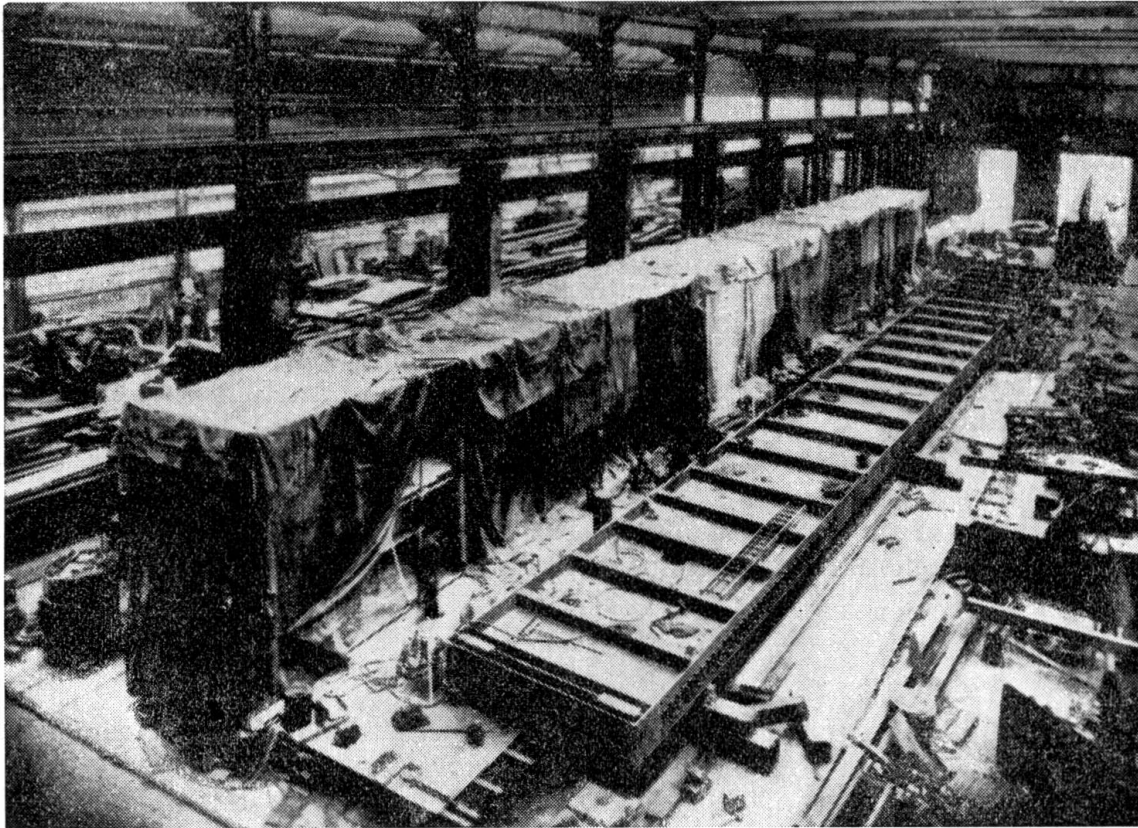


FIG. 7. The aluminium spraying of the main girders of the Black Bridge, Hook in the Works of The Butterley Engineering Co. Derby, England

cause of the good results obtained the use of the process on bridges is increasing. The mobility of the equipment allows it to be used on new or existing bridges in any part of the World.

#### SUMMARY

This paper describes the experience with the rust-proofing of steel bridges by sand blasting and metal spraying dating back to 1939, the Menai Straits Bridge then treated still being in excellent condition. Methods of blasting are described and a speedy, flexible and cheap method of metal spraying is detailed and work in progress on bridges in Great Britain and Scandinavia is described.

The advantages to be achieved by rust-proofing are described with the economy in the virtual absence of maintenance costs.

## ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Aufsatz beschreibt die Erfahrungen, die bei Rostschutz von Stahlbrücken durch Sandstrahlung und Metallspritzüberzug seit 1939 gesammelt wurden; in jenem Jahre wurde die Menai Straits Brücke behandelt, die sich noch immer in ausgezeichneter Verfassung befindet. Es werden Sandstrahlmethoden beschrieben und eine rasche, anpassungsfähige und billige Methode für Metallspritzverfahren wird erläutert; Bilder zeigen Arbeiten an Brücken in Grossbritannien und Skandinavien.

Die Vorteile, die durch den Rostschutz nach dem erwähnten Verfahren erreicht werden, liegen insbesondere im Wegfallen aller weiteren Unterhaltskosten.

## RESUMO

Descreve-se a experiência adquirida na protecção contra a ferrugem de pontes de aço por meio de jacto de areia e pulverização de metal, desde 1939, estando a ponte do estreito de Menai, que foi tratada nessa data, ainda em excelente condição. Descrevem-se métodos de limpeza por jacto e dão-se pormenores de um método de metalização barato, prático e rápido, bem como de trabalhos em curso em pontes na Grã-Bretanha e Escandinávia.

Indicam-se as vantagens que trás a protecção contra a ferrugem, incluindo a economia devida à ausência virtual de despesas de conservação.

## RÉSUMÉ

Les auteurs décrivent l'expérience acquise dans le domaine de la protection contre la rouille de ponts en acier, au moyen du jet de sable et de la pulvérisation métallique depuis 1939, le pont du détroit de Menai traité à cette époque étant aujourd'hui encore en excellentes conditions. Ils décrivent les méthodes de nettoyage par jet ainsi que le détail d'une méthode économique de métallisation pratique et rapide et des ouvrages en cours sur des ponts en Grande-Bretagne et en Scandinavie.

Ils décrivent les avantages obtenus au moyen de la protection contre la rouille, dont l'économie due à l'absence virtuelle de dépenses de manutention.

## **IV d 2**

**The protection of bridges and structural steelwork  
by metal spraying by the wire process**

**Schutz der Stahlkonstruktionen durch gespritzte  
Metallüberzüge**

**Protecção de pontes e estruturas metálicas  
pela metalização por fio**

**Protection des ponts et charpentes métalliques au moyen  
de la métallisation par fil**

**W. E. BALLARD,**

*F. R. I. C., F. I. M. – Managing Director, Metallisation Ltd.*

Dudley

In this present time it is realised that much can be done in the case of new steel structures to prevent corrosion by careful attention to design, but however carefully bridges and similar structures are designed, from the very nature of their basic material of construction, they must be subject to corrosion and hence require provision for maintenance.

It is a truism to state that all over the world labour costs are increasing. Fifty years ago it would probably have been right to state that the cost of materials was often a major factor in maintenance, but this is not always true today. One has to consider carefully, the cost of labour and in many parts of the world, its availability. Maintenance of structures is often an engineering exercise which can be influenced by the weather and the cost of long periods of waiting may be very considerable. It is recognised everywhere that if anything can be done to new structures to make the periods between maintenance much longer, then such methods should be critically examined.

Ideally, maintenance should be considered when structures are being designed but it is an unpleasant fact that it also has to be considered in those cases where the structure has been in use for many years. Repainting over existing paint is not recommended and the cost of cleaning on site is often quite considerable. In a programme on the British Radio recently it was stated that a team of about fifty men were continuously employed

on the maintenance of the famous Forth Bridge. If this statement is authoritative then it is obvious that costs must be rising quickly in proportion to the increase in wage rates. It is the purpose of this contribution to suggest that the use of metal coatings would be entirely justified for all cases of new structures and in many cases when structures are already erected.

One needs at first to consider the case for metallic coatings, and it will be realised that for purposes of corrosion resistance, there are only two coatings which demand serious attention. They are those of zinc and aluminium. Zinc is protective to underlying steel as is shown by its position in the electrochemical series, because it is strongly anodic to the steel, and so provides protection by sacrificial action. The life of zinc coatings under many types of exposure has been examined by numerous workers throughout the world, and two indisputable facts have emerged — they are —

- 1) That the life of such a coating under any given set of conditions is proportional to the weight of zinc applied. This would be expected as the deposit is protecting by sacrificial action.
- 2) That the methods of deposition of the zinc, whether by hot galvanising, spraying or electrodeposition, have little to do with the life.

While there are many processes capable of applying zinc, there is only one which is applicable to large structures such as bridges, that is by metal spraying.

Aluminium coatings are very protective against certain industrial atmospheres, particularly those containing sulphurous gases and they have given good service in atmospheres containing salt spray. In the case of these deposits, spraying is the only method for deposition that can be used commercially for coatings of fair thicknesses. Many workers have taken the view that this metal also protects largely due to sacrificial action because it is generally anodic to steel. Nevertheless there is some evidence that while sprayed aluminium acts sacrificially at damaged areas, over the general surface it collects an insoluble corrosion product which forms a complete and impervious seal which is an added advantage.

Another advantage of metal sprayed coatings is their matte surface which is extraordinarily receptive to paint and in this differs from the hot galvanised surface which usually requires etch priming.

It may be thought application of paint to a metallic coating is in the nature of gilding the lily, but in effect this is not so. The matte surface of sprayed zinc and aluminium easily picks up dirt, and the fact that both metals are protecting by sacrificial action means that they themselves are destructable and therefore will give corrosion products. In the case of zinc, these show as streaks of «white rust» and in the case of aluminium, sometimes brownish stains. Furthermore the dark grey colour of weathered zinc or the pale grey of weathered aluminium coatings, does not always fit in with the aesthetic requirements of the architect and it is advisable to use a paint as the final covering. The metal beneath protects the paint and its life is increased. It is usual to use a priming coat and

one or two finishing coats. The author is of the opinion that a paint could be developed for use on these sprayed coatings which would require only one coat.

There can be no doubt that if metal coatings could be applied as cheaply as those of paint, then they would be universally used. They are generally more expensive in initial outlay than painting, although as shown by the present author in a recent paper given to the Society of Chemical Industry's Symposium on Steel Structures (Chemistry & Industry, December 1955 pp. 1606-1611), there can be little doubt that over a period of fifty years the metal coating will show very material economic gain. In that paper the author gave actual analysis of costs of both painting and metal spraying, but it is not proposed to do so in this contribution which is intended for an International Congress. Labour rates, material costs and prices of power differ so much in each country. Anyone interested, could refer to the original paper and sufficient information is given for a translation to be made to fit the conditions at any particular site. As an indication it was shown that in a period of fifty years, savings on maintenance costs of between five and twenty-three pounds sterling per ton of steel, could be expected by using metal spraying in place of a straight four coat system.

If a decision is about to be made that protection of a structure is to be undertaken by metal spraying, there are two processes which may be used. They are that using wire as the material and secondly the process using powder. The paper by Mr. Rivett deals with the powder process and hence this contribution is confined entirely to consideration of the author's experience using the wire process. All recent experimental work has shown that it is necessary to clean the steel structure thoroughly before any paint is applied, and it can be very well understood that it is far more important to get an absolute clean surface before depositing metal. It is impossible to apply a sprayed coating of zinc or aluminium unless the surface of the steel is really clean and is roughened to a certain degree. The necessary preparation is by grit blasting with angular grit.

In the case of jobs carried out in works, steel grit is used, but on some site work, where other operatives can be excluded from the area, silica in the shape of crushed black flint is cheaper. This grit blasting represents in most cases, a major cost in the protective scheme. It is becoming recognised that grit blasting is a preferred process for cleaning the original metal before erection even if paint is going to be used as a protective measure. While it is a process with many objectionable features it is much cheaper as a rule than pickling or flame cleaning for structures such as bridges. The only alternative which, while suitable for painting, is unsuitable for receiving sprayed deposits, is that of weathering followed by mechanical or hand brushing. Grit blasting has the advantage that it can be continued until all scale is removed, and the surface is completely free from all foreign matter.

The original grit blasting process now largely used, depends on the abrasive being fed into a stream of compressed air and being carried to the working point through rubber hose and being directed on to the work from a hard nozzle usually made of tungsten carbide. The spent abrasive is collected by some means and is returned to the machine.



More recently the airless grit blasting apparatus has been invented. In this machine the abrasive is fed into a wheel rotating at 2,500 revolutions per minute and the grit is thrown on to the surface to be cleaned. The spread of the grit is considerable and the process is much cheaper and is more efficient. Unfortunately as yet developed, the process requires heavy machinery of high capital cost, and can therefore only be considered for structures which can be built up from material which is suitable to be passed through the machine.

More recently still a method has been developed which shows some promise. In this, the grit is blown on to the job as is usual, but the work nozzle is surrounded by a second nozzle connected to a type of industrial vacuum cleaner. The bottom edges of the outer nozzle are provided with a brush. As more air is sucked by the vacuum cleaner, than is blown by the nozzle, none of the abrasive escapes under the brush and the operation, which is normally dirty, can be carried out on such sites as food factories etc. Unfortunately the working head is heavy and cumbersome, with the result that human fatigue plays an important part, and makes this new and attractive process, rather expensive and slow. It is to be hoped that developments in the future will overcome these initial difficulties.

It will be appreciated that in treating a steel structure, there are three possibilities.

1) That the structure is built from members which are pre-metallised. This enables the cheapest method of metal coating to be used — the passage automatically of the straight members through an airless grit blaster and then their transfer to a mechanised metal spraying machine, where the surfaces are presented to numerous metal spraying nozzles which may be static or mobile, in order to get a complete evenly covered surface. There can be little doubt that the logical situation for this type of plant is at the stock yard of the steel maker producing the sections.

2) Where such objects as fabricated plate girders are to be sprayed they are treated in large cabinets or in temporary structures in the metal spraying works. Here the blasting is usually carried out by the compressed air method. The newer method of the vacuum return is not usually applicable, owing to the cost.

In either of the two methods mentioned, the work is metallised and goes forward on to the site for final erection.

3) When the structures are erected, if they have been pre-metallised, any damage and uncovered joints, can be sprayed on site, or if the structure has not been metallised, the blasting is done in temporary erections on the job itself using the compressed air system, or by the newer vacuum method.

In other words, the blasting and spraying are adaptable to any set of conditions.

The wire metallising process is well known, so that a full description of the tools used would be out of place here. Wire is fed through a central passage in a nozzle and round this are flutes or ports through which a mixture of high pressure fuel and oxygen are fed. When the mixture is ignited, it gives a blow-pipe flame and if the wire is passed through the centre of this, it is melted in the hot zone. Surrounding the gas ports

there is arranged an annular nozzle through which compressed air is fed and this compressed air catches the molten metal as it is formed and divides it into a fine spray. In the case of hand tools, which weigh between 3 and 4 lbs. the wire is drawn into the tool (which is called a pistol), by means of rollers actuated through a train of reduction gears, by a compressed air motor. It should be noted that the raw material of the process is wire which is easily transportable and is not easily damaged. The loss in spraying is lower than with other systems. Heavy duty tools are now constructed with large nozzles capable of spraying 5 mm. diameter rod, but in this case the power for feeding the wire is provided by an electric motor. In automatic plants several nozzles may be banked together and the wire feed arranged so that power for the whole of the nozzles is obtained from a small electric motor.

The process is applicable to all those metals which can be drawn into wire and which can be melted in an oxy-acetylene blowpipe. One of the most common fuel gases used today is propane from cylinders. While the metal must be melted in order to be sprayed, the comparatively large volume of compressed air used in the pistol — about 20 cu. ft. per minute — cools the spray as it is formed and so the process is virtually cold and the work does not get hot. This is another advantage of the metal spraying process.

No contribution on this subject could be considered complete unless some few notes were given as to the practical use to which the process has already been put. Those interested often enquire as to the probable life of metallic coatings, but this is an almost impossible question to answer. All that can be said with absolute certainty is that under any set of corrosive conditions, a metal coating will give the best form of protection yet known. If the coating be given a final painting scheme then the life of the paint and of the structure will be greatly prolonged. In 1922 the Société Nouvelle de Metallisation of Paris sprayed the large rivetted lock gates of the St. Denis Canal with zinc, and the coatings were not painted, the zinc coating being about 1/10th mm. in thickness. In 1939 an examination was made of these gates and they were found to be in reasonably good condition and it is reported they were still not very rusty after the war. Now similar structures in France are being sprayed regularly. This particular experience is mentioned as being an example of the life of a zinc sprayed coating.

In 1939 it was decided by the British Air Ministry that all balloon barrage cylinders made of a low nickel/chromium steel should be metalised with aluminium on the outside. These cylinders were subject to very rough usage and to exposure in all sorts of conditions during the war, both in Great Britain and other parts of the world, in industrial and in marine atmospheres. In all 200,000 cylinders each about 10 feet long were treated and at the end of the war, the behaviour of the aluminium as a protective medium, had been proved, in that there was no severe corrosion in any one case.

This experience led to aluminium coatings being used on the largest constructional job that has been treated by spraying. This involved the treatment of all the steel structure above crane level of the building of the Steel Company of Wales at Margam. The first contract necessitated

the spraying with aluminium of 29,000 tons of constructional steelwork varying in size from 8" channels to 3" angles. Sufficient aluminium wire was used in this contract to encircle the equator of the world five times. Where possible the steel was pre-metallised by passing through an automatic plant erected at the works of Metallisation Ltd., Dudley. The plant



FIG. 1. View of suspension chains «Clifton Bridge». The cradle for metallising is clearly shown. Courtesy of Bristol Metal Spraying & Welding Co. Ltd.

consisted of a four wheel airless blasting machine and a mechanised spraying plant capable of using up to 28 nozzles at one time. The coating, 1/10th mm. in thickness was very uniform. The completed work was slung by crane on to ordinary railway trucks and transported 120 miles to the site. No very special precautions were taken in erection, but it was worth while to note that the damage caused was comparatively small, and touching up on site was by no means excessive. Where the spraying of straight members was not possible, as in the case of roof



frames, these were treated in a temporary building on the site. The design of the structures called for welding and no coating was applied where welds had to be made. Each joint was grit blasted and sprayed in position. After the building had been completed the sprayed surface was given one coat of aluminium paint, largely for the purpose of obtaining maximum reflection of light. It was felt the spraying of the structures above crane level would be justified because of the difficulties of maintenance at heights, in a continuous steel mill above working machinery. The atmosphere was not only industrial, but the works are situated on the coast. The work carried out was entirely successful and as a result, further contracts were placed.

A different type of structure which has proved the advantages of metallic coatings can be cited as in the case of the penstock at Pangani Falls in Tanganyika. This was metallised with aluminium of a minimum thickness of 1/10 mm. The site is in jungle country and the water is contaminated with organic material. A similar line untreated, had given very short service. The inside of the penstock was sprayed under somewhat difficult conditions some six years ago, by Metallisation (S. A.) (Pty) Ltd. and a recent investigation has shown that protection has been very good and further work is now being undertaken. Penstocks of the Clunie and Pitlochry Power Stations in Scotland were sprayed with zinc. With regard to bridges, several new structures for Iceland, New Zealand and Australia have been and are being metallised by the wire process by the engineers.

An interesting job now being sprayed is the Clifton Suspension Bridge over the Avon Gorge near Bristol. The work of metallising this old bridge necessitates grit blasting and spraying at a great height above the gorge.

In conclusion one must also refer to the use of these metallic coatings for structures of light alloys. There is a tendency in many cases to use light alloys where possible for structural work, because of the saving of weight. It is unfortunate that the very strong light alloys are not those that resist corrosion very well, and some difficulties have been experienced owing to fatigue corrosion. There is definite evidence that an aluminium coating of 99.5 % purity, sprayed on such structures is the cure for these difficulties, and large contracts have been carried out on the complete spraying of Bailey Bridge panels for this reason. Not only can the metal coating in this case, be used as a protection but by throwing the pistol out of adjustment the metal is deposited on the surfaces in comparatively large lumps giving a rough surface which prevents the slipping of pedestrians or vehicles.

Reverting now to light alloy structures, these are often rivetted or bolted on to steel members and there is a danger under some circumstances of electrolytic action being set up. If the joint between the steel and the light alloy be sprayed with aluminium, such danger is completely eradicated.

#### SUMMARY

Metal spraying of bridges and other structures with zinc or aluminium is described as the most economical method of protection against

corrosion. Most of the work should preferably be carried out in a mechanized plant for which the wire process is particularly suitable. Final coatings are applied at the site.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Es wird festgestellt, dass der gespritzte Metallüberzug mit Zink oder Aluminium für Brücken und ähnliche Bauwerke als Schutz gegen Verrostung die weitaus wirtschaftlichste Methode ist. Die Arbeit sollte soweit als möglich mittels einer mechanisierten Anlage ausgeführt werden, wofür sich das Schmelzdraht-Verfahren besonders gut eignet. Ferner werden Beispiele von Schutzanstrichen auf dem Bauplatz beschrieben.

#### R E S U M O

A metalização de pontes e outras estruturas com zinco ou alumínio é indicada como sendo o meio mais económico de protecção contra a corrosão. A maior parte do trabalho deve executar-se em oficina sendo então mais indicado o processo de metalização por fio. As últimas camadas são aplicadas no local da obra.

#### R É S U M É

La métallisation de ponts et autres structures à l'aide de zinc ou d'aluminium est décrite comme le moyen le plus économique de protection contre la corrosion. La plus grande partie du travail doit être exécutée en atelier, le procédé de métallisation par fil étant alors le plus indiqué. Les dernières couches sont appliquées sur place.

**Discussão livre**

**Discussion libre**

**Free Discussion**

**Freie Diskussion**

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## **IV 1**

**Sea boring tower**

**Bohrturm im Meer**

**Torre para sondagens marítimas**

**Tour pour sondages à la mer**

E. Mc. MINN

H. SHIRLEY SMITH

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

London

The first Sea Boring Tower for coal ever constructed was commissioned by the National Coal Board and designed by Messrs. Maunsell, Posford & Pavry, to prove new coal seams by test borings, first in the Firth of Forth and then around the coasts of Britain. The main Contractors were The Cleveland Bridge & Engineering Co. Ltd. of Darlington, who supplied and fabricated the structural steelwork, with the exception of the tubular portion, and carried out the whole of the erection of the Tower and also the marine operations, including towing it out and lowering it to the bed of the estuary. The tubular steelwork of the 125 ft. high tower was designed and supplied by Tubewrights Ltd.

The tower is built on a cruciform base consisting of two all-welded steel box girders each 7 ft. deep, 3 ft. wide and 165 ft. long. These girders are temporarily connected below two all-welded pontoons from which they can be lowered by means of electric winches when the tower has been floated out to its position for boring. During floating out operations the pontoons are locked in position on either side of the tower by tubular steel booms.

At the top of the tower there are two octagonally-shaped decks 86 ft. wide. The 54 ft. high drilling rig which is operated by the Foraky Boring and Shaft Sinking Co. stands on the upper working deck which is also equipped with a workshop, pumphouse, engine room and 2-ton mobile crane. Round the perimeter of the lower deck are located the cabins, mess rooms and bath rooms, in prefabricated hutments capable of accommodating 25 men; in the interior are housed the generators and pumping and distillation plants.

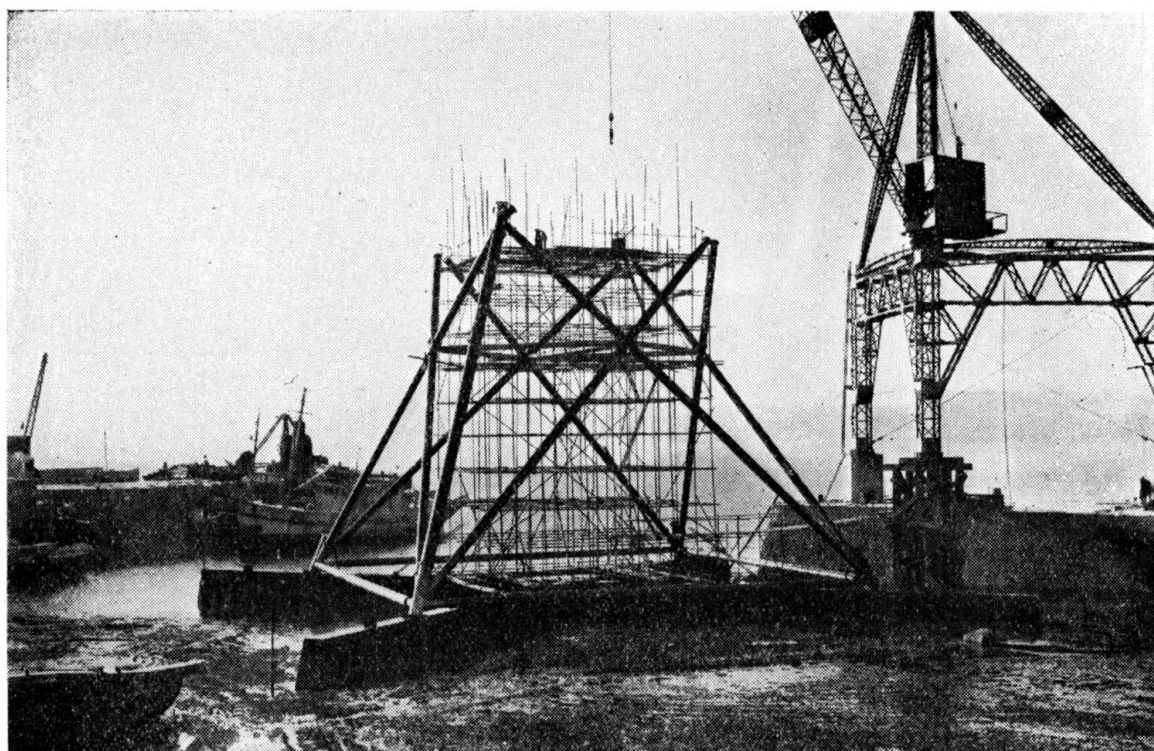


FIG. 1. Tubular steelwork being assembled, by 15-ton derrick, on cruciform base girders in St. David's Harbour

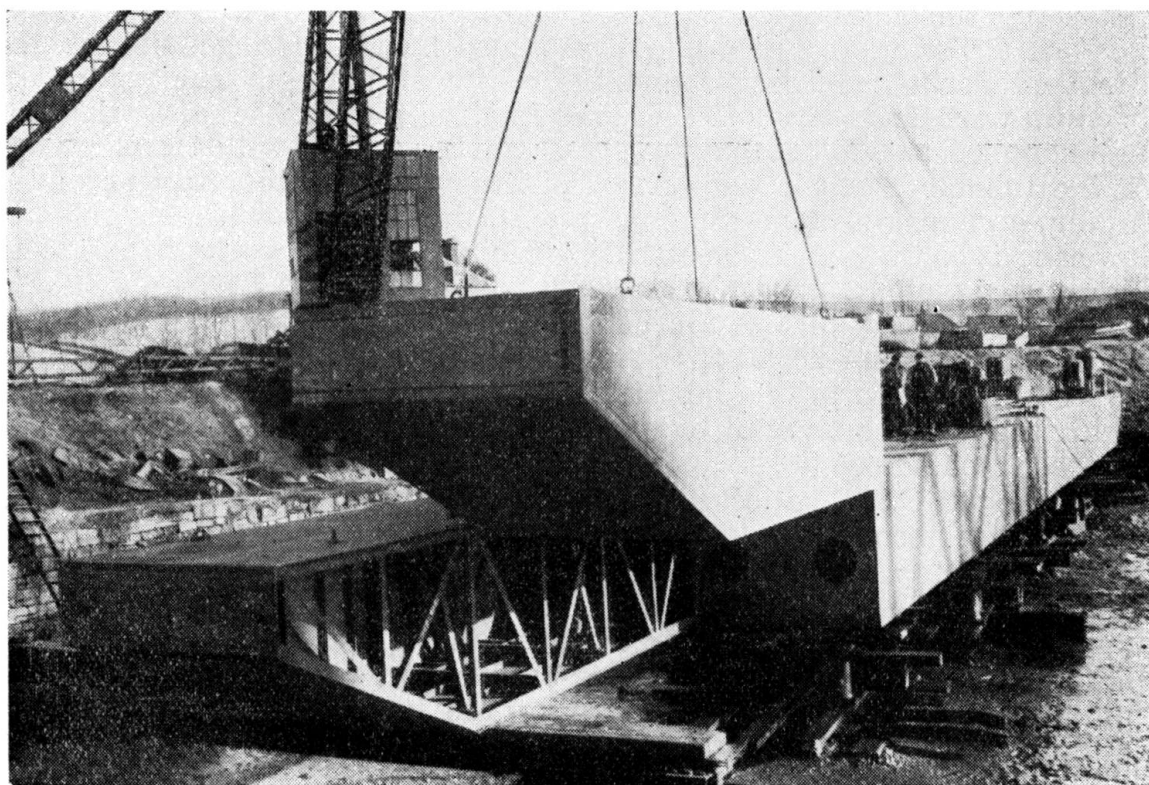


FIG. 2. Assembly of all-welded steel pontoons



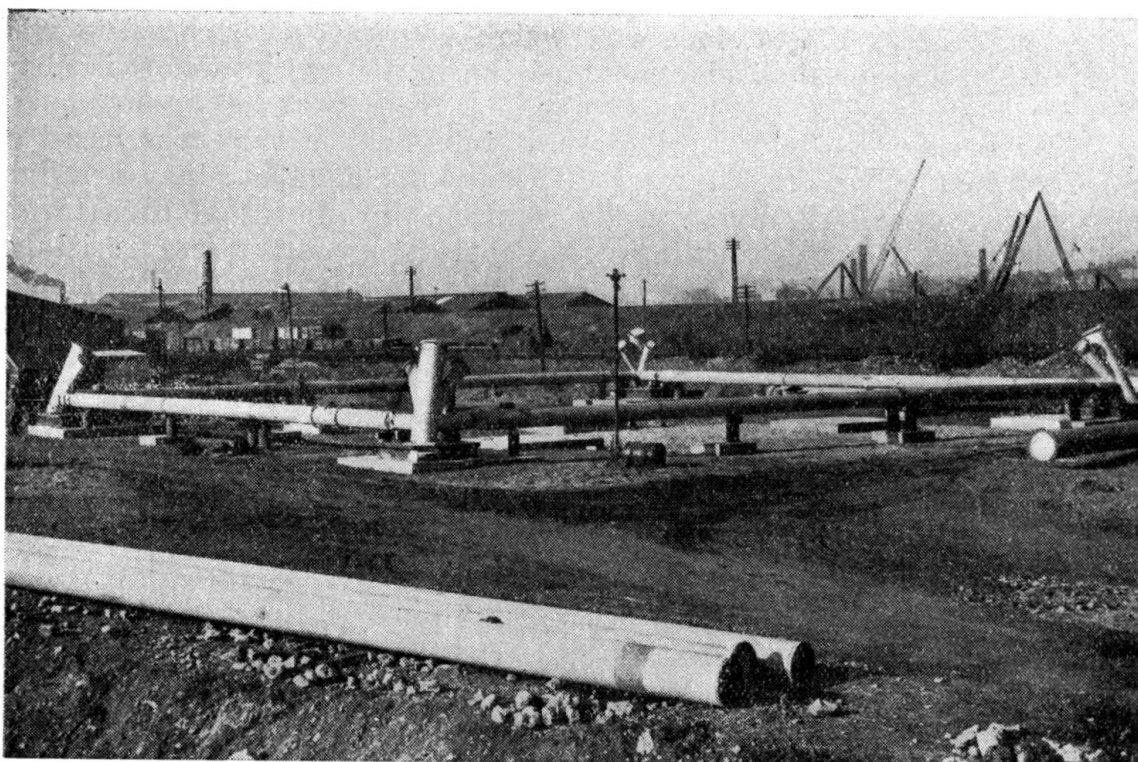


FIG. 3. Base unit of Tower erected at Messrs. Tubewrights' trial assembly site

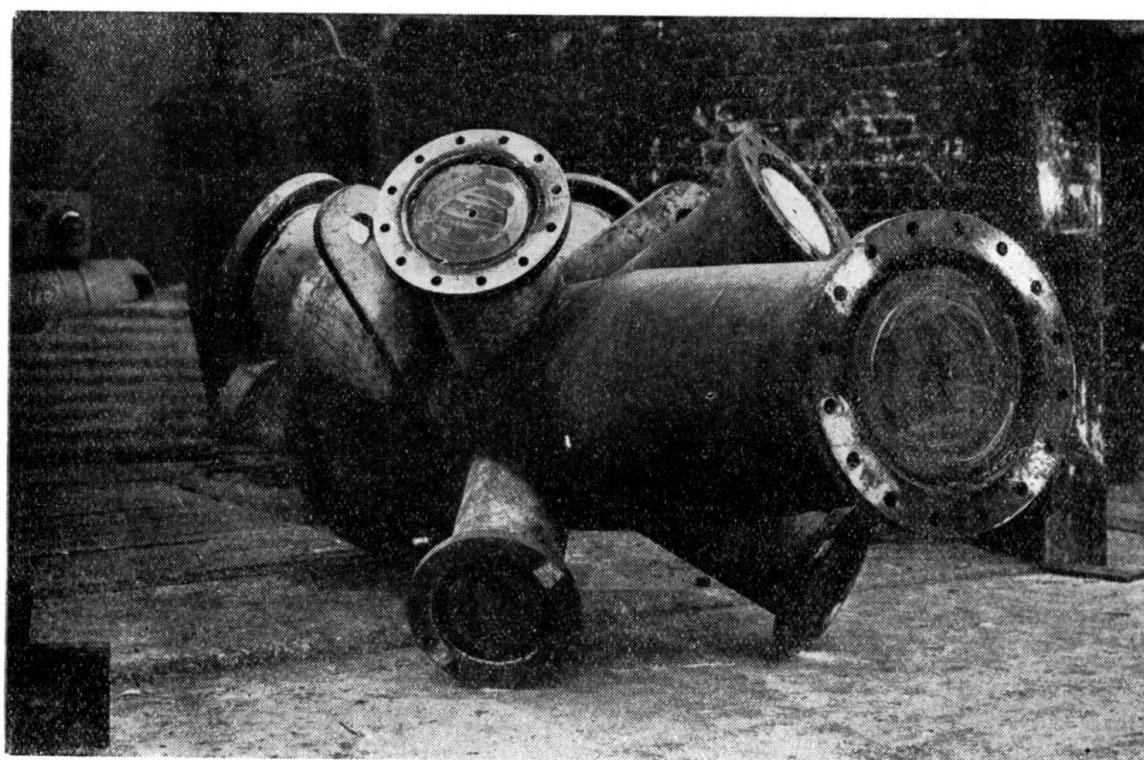


FIG. 4. Junction piece ready for completion of welding on blanking-off plates

The two all-welded pontoons used to transport the tower are  $17\frac{1}{2}$  ft. wide, 7 ft. deep, 175 ft. long and weigh 180 tons each complete with equipment. The total displacement of the tower and pontoons is about 950 tons.

The decision to build the tower of tubular steelwork was based on the fact that tubes are the most efficient kind of strut; they are light in weight, strong, rigid and easily connected by means of high torque bolts through flanged couplings. Moreover, they offer less resistance than rolled steel sections to wave and wind forces; they can be blanked off for protection inside and the cylindrical outer surface lends itself

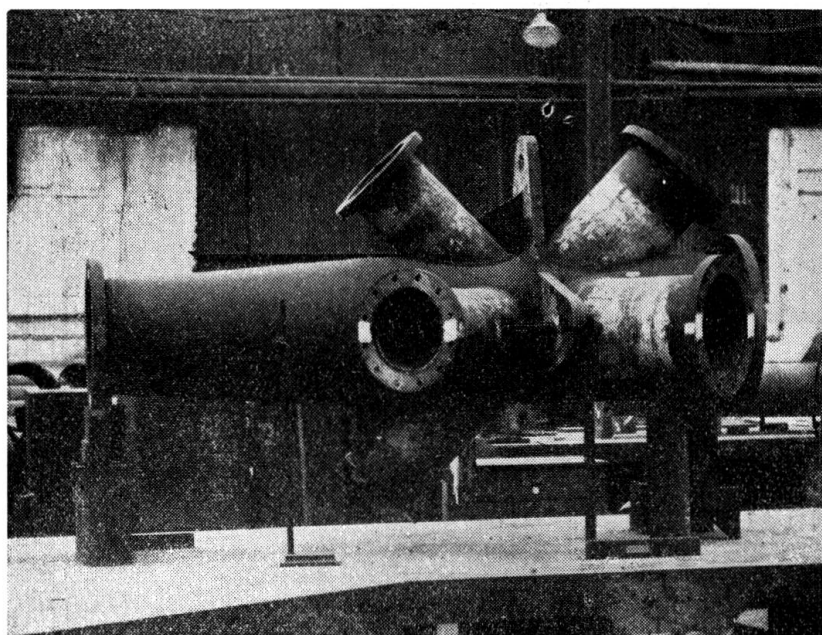


FIG. 5. Checking of heel plates after welding on junction piece

to easy maintenance. The main members are 24 ins. in diameter and the branch members 18 and 15 ins; where necessary short tapered sections are employed.

All the tubular members were fabricated and checked by shop assembly in Messrs. Tubewrights' Works. Although some connections had as many as ten tubes of varying diameter intersecting in different directions radially, the fabrication was so accurately carried out that all the 90 pieces fitted exactly and no adjustments whatever were needed during the site assembly. The tower was designed to withstand gales of 80 m. p. h. and waves 30 ft. high.

Work at St. David's Harbour, where the tower was erected, began in August 1954 and was completed in May 1955, when the tower was first floated, towed out and lowered on to its initial site. Before towing



the tower out, compressed air was pumped into the base girders to increase the buoyancy. The unit was towed by three Admiralty tugs with two more in attendance to provide restraint if necessary. At the end of their 12-mile journey the tugs were made fast to temporary

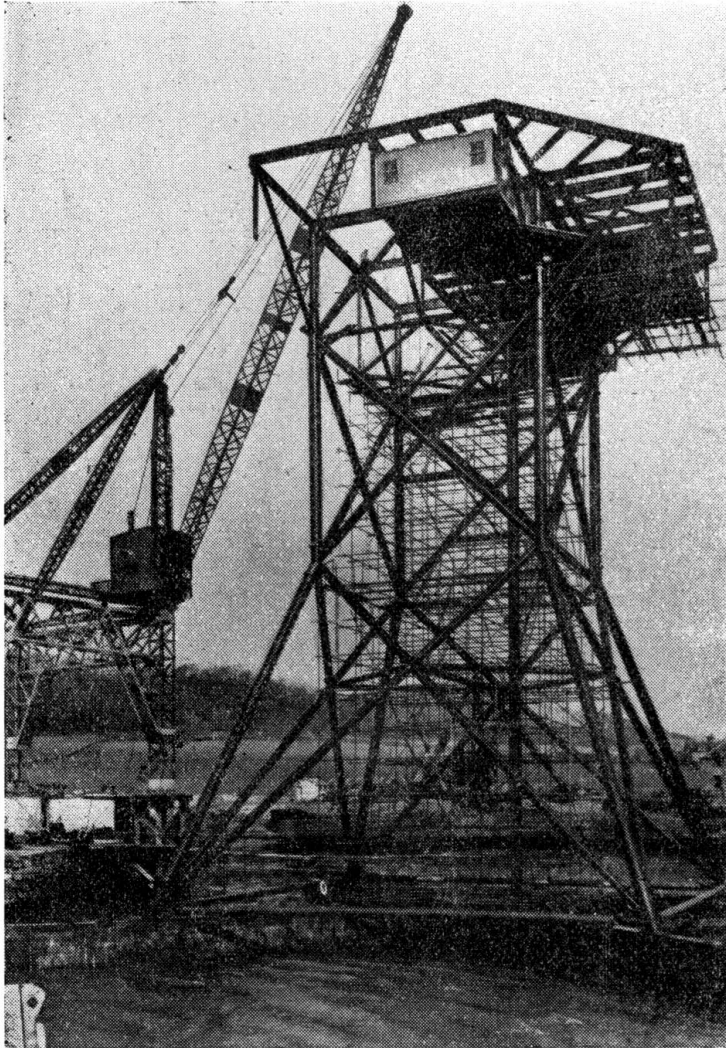


FIG. 6. Assembly of upper decks and accommodation units

moorings and the base girders of the tower were flooded and slowly lowered by means of four pairs of steel wire ropes of 8 inch circumference attached to the four lifting points. This operation was carried out by two 45-H. P. electrically driven winches on each pontoon. The tower was successfully lowered 12 fathoms to the bed of the estuary which had been checked for level in advance by means of echo soundings. The lowering ropes were disconnected and the pontoons returned to harbour.

The tower was then only three-quarters of a degree off vertical and drilling operations were commenced.

A year later, after completion of its first series of borings made to a depth of 3,000 ft. which disclosed the existence of five workable

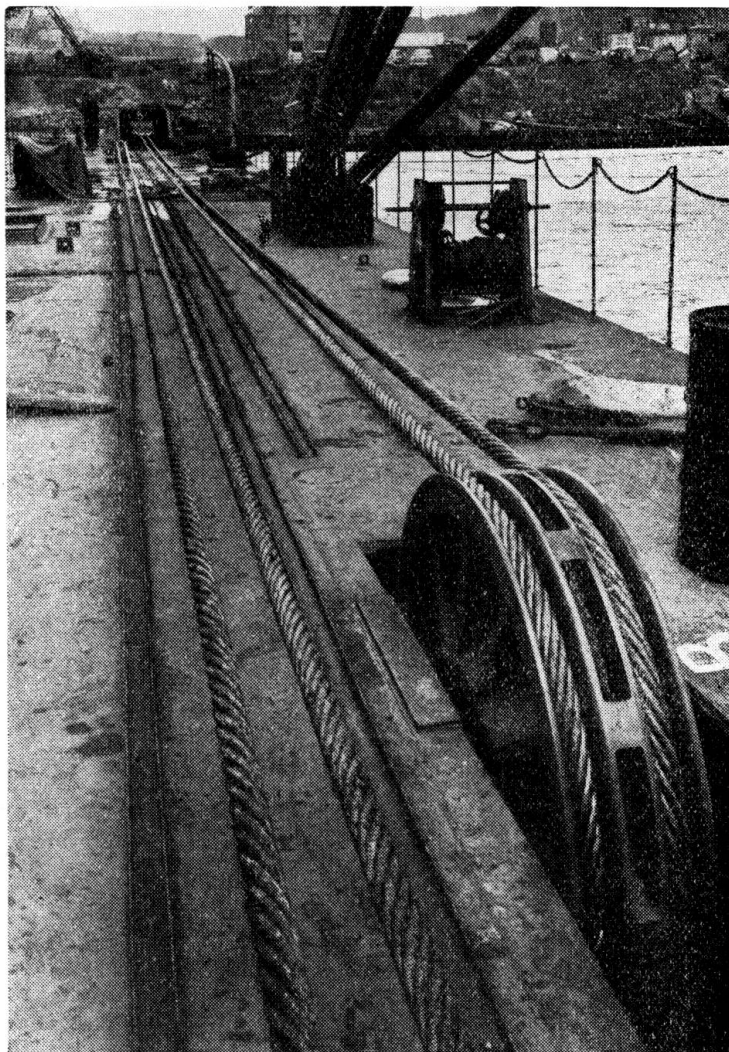


FIG. 7. 8-inch circumference lifting ropes and 5-ft. diameter sheaves on pontoon

seams, estimated to yield 40,000,000 tons of coal, the tower was uplifted by means of the same pontoons and winches which had been used to lower it. No difficulty was experienced in this operation and the tower was raised, moved to its new location and lowered again within a period of ten hours.

Apart from the drilling rig and the mobile crane, the whole of the power used for the services and operations is by electricity generated on

the tower. The three generators are driven by three 3-cylinder diesel engines which run at 500 r. p. m. and each develops 100 H. P. Connected in parallel, the generators give a total output of 150 kW. Fresh water for drinking and cooking is obtained by means of a vapour compressor

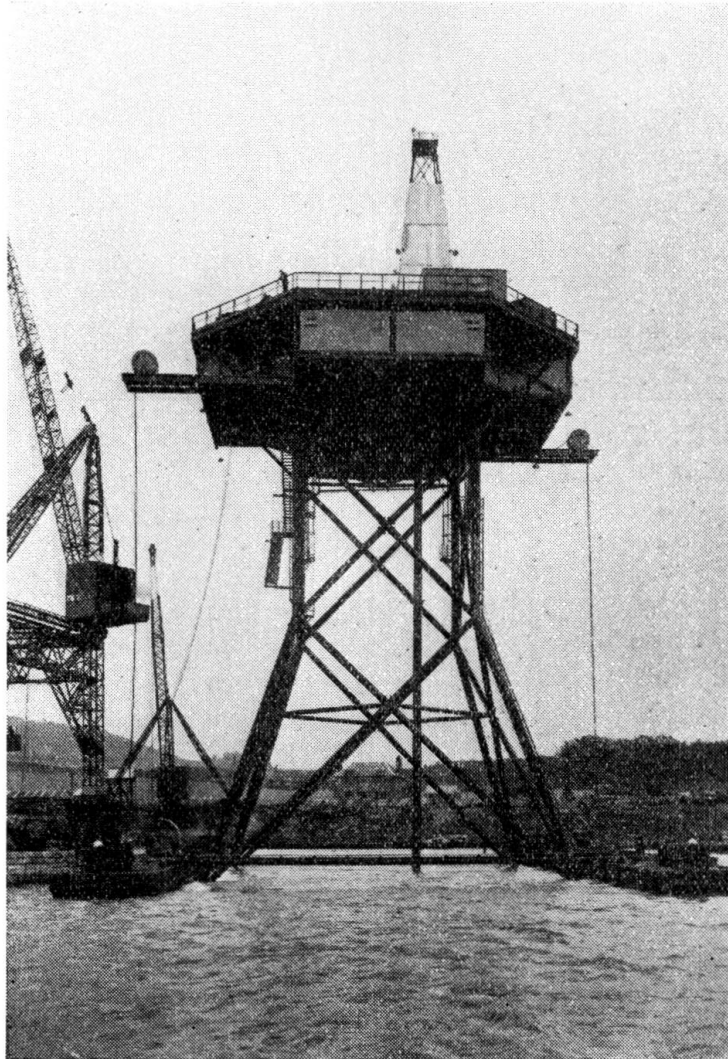


FIG. 8. Tower complete and ready for floating

unit which can produce 40 gallons of fresh water per hour from 70 gallons of salt water.

A radio telephone which operates at two frequencies and has a radius of ten miles is installed to maintain communication with the shore. The cost of the tower together with all its fittings, machinery and pontoons was of the order of £250,000 exclusive of the cost of boring.

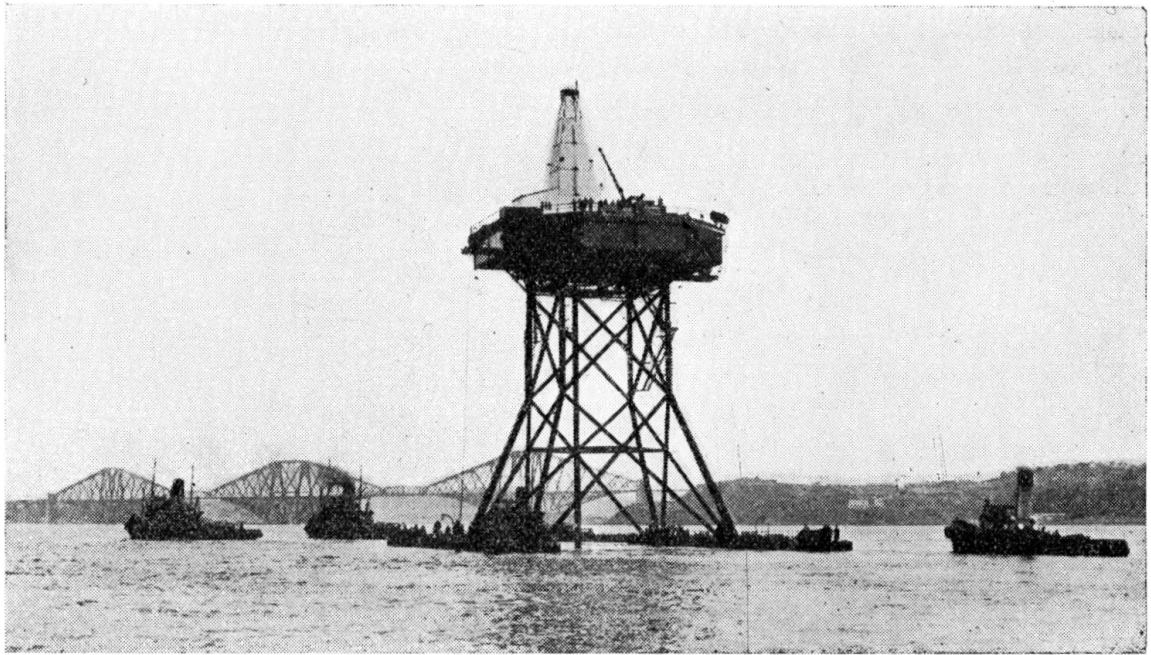


FIG. 9. Tower being towed out to its first drilling site



FIG. 10. Tower grounded in its first bering position in the Firth of Forth



## SUMMARY

The authors describe the construction of the first sea boring tower ever built to prove new coal seams by test borings round the coasts of Britain. The tower was made of tubular steelwork connected by high torque bolts and was designed to be floated out and lowered to the sea bed for each series of borings.

## ZUSAMMENFASSUNG

Die Verfasser beschreiben den Bau des ersten je gebauten Bohrturmes im Meer zur Erforschung neuer Kohlenflöze durch Probebohrungen an den Küsten Grossbritanniens. Der Turm wurde in Stahlrokonstruktion errichtet, wobei die Stahlrohre durch Drehzapfen miteinander verbunden wurden. Er wurde so entworfen, dass er auf einem Floss an Ort und Stelle gebracht und für jede Bohrung auf den Meeresgrund abgesetzt wurde.

## RESUMO

Os autores descrevem a construção da primeira torre de sondagens marítimas destinada a prospectar jazigos de carvão por meio de furos de ensaio ao largo da costa britânica. A torre é constituída por uma estrutura tubular de aço, sendo as ligações asseguradas por parafusos especiais, sujeitos a um elevado binário à montagem, e foi projectada para ser rebocada até ao local e mergulhada até ao fundo para cada série de sondagens.

## RÉSUMÉ

Les auteurs décrivent la construction de la première tour de sondages à la mer pour la prospection de gisements de charbon au moyen de forages d'essai, au large des côtes britanniques. Cette tour se compose essentiellement d'une structure en tubes d'acier liés au moyen de boulons à grand couple de serrage et a été étudiée pour être remorquée sur place et descendue au fond pour chaque série de sondages.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## IV 2

### Design of light weight steel structures

#### *Discussion*

### Zur Bemessung von Leichtbauten aus Stahl

#### *Diskussion*

### Dimensionamento de estruturas ligeiras de aço

#### *Discussão*

### Dimensionnement de charpentes légères en acier

#### *Discussion*

PROF. GEORGE WINTER

*Cornell University*

Ithaca

The writer is gratified that his 1948 tests on post-buckling effective width continue to be of interest to the profession. He is intrigued by, but cannot entirely agree with Professor Stüssi's re-evaluation of these tests.

It is quite true that an ideally plane plate, ideally supported and loaded and, in the case of steel, possessing a straight stress strain curve up to the yield point, should not buckle before its theoretical elastic critical stress  $\sigma_{cr}$  is reached, provided that stress is smaller than the yield point  $\sigma_{yp}$ . Furthermore, it was shown by the early tests of L. Schuman and G. Back in 1930 [1] that compressed plates do not fail at  $\sigma_{cr}$  but develop postbuckling strength. Th. v. Karman's semi-empirical formula of 1932, which is identical with Prof. Stüssi's Eq. 3, expresses these facts in terms of an equivalent width  $b_e$  and reads

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{yp}}} \quad (a)$$

The sense of this equation can be understood as follows: A narrow, edgesupported, longitudinally compressed steel plate of thickness  $t$  with  $\sigma_{cr} > \sigma_{yp}$  will fail by simple yielding at  $\sigma_{yp}$ . If  $t$  is kept constant and the width increased, the force  $F$  required to fail the plate increases proportional to the width  $b$ , but  $\sigma_{cr}$  correspondingly decreases until it becomes

equal to  $\sigma_{yp}$ . For this particular width  $b'$  the ideal plate will simultaneously buckle and yield ( $\sigma_{cr} = \sigma_{yp}$ ). If the width is further increased, the force necessary to fail the plate remains constant and independent of  $b$ . In fact, from Eq. (a) and since  $\sigma_{cr} = K (t/b)^2$

$$F = \sigma_{yp} t b_e = t^2 \sqrt{K \sigma_{yp}} = f(b)$$

or

$$b_e = t \sqrt{\frac{K}{\sigma_{yp}}} = f(b)$$

where  $K$  is a known constant which depends on the material, and edge conditions of the plate.

Tests by E. E. Sechler in 1933 [2] as well as the writer's tests in 1946 [3] and 1948 [4] have shown that this picture is oversimplified in two respects: (1) Real, rather than ideal, plates develop buckling waves at stresses below  $\sigma_{cr}$  and, therefore, are not fully effective ( $b_e < b$ ) even though  $\sigma_{cr} \geq \sigma_{yp}$ , and (2) the effective width  $b_e$  for plates of width larger than  $b'$  does not remain constant but keeps increasing with increasing  $b'$  approaching the Karman value as an asymptote. The reason for the premature buckling, (1) above, is two-fold: (a) Real plates possess initial imperfections such as lack of flatness and/or eccentricity of loading which, as in columns, produce premature waving; this influence has been investigated by Hu, Lundquist and Batdorf [5] and was found to be sizeable, as is seen from Fig. 1. (b) While for steel  $E$  is assumed to be constant up to  $\sigma_{yp}$  and  $b_e$  is computed on this basis, in actuality residual stresses introduced by the sheet rolling process and by coldforming of sections produce a lowering of the effective proportional limit and therefore a decrease in the effective modulus for stresses larger than this proportional limit. This, in turn, reduces  $\sigma_{cr}$  and  $b_e$ . Since both these effects are irregular and accidental, they produce an irregular downward scattering. On the other hand, compression plates which are not isolated but are parts of structural sections, such as those tested by the writer, have some rotational restraint along their edges and for this reason their effective width tends to be larger than the usual expression for  $b_e$  for hinged edge support.

In view of the complexity of this situation, and the necessity of furnishing the light gage steel construction industry with a relatively simple and reliable design formula, the writer has developed his purposely conservative equation for  $b_e$ , based on his 1946 and 1948 tests as well as on those of Sechler. As early as 1949 [6] he gave a graphical presentation of these results whose form, except for the denominator 1.9 in the abscissas, is identical with that now given in Prof. Stüssi's figure. It is reproduced here unchanged as Fig. 1. This figure contains not only the 45 points of the writer's 1948 publication which have been used by Prof. Stüssi, but also the 26 points of his 1946 paper. It is seen that the v. Karman expression, represented by the inclined straight line and the horizontal line with ordinate 1.0, is close to an upper limit of the test results; the points which lie above that line are due to sizeable edge restraints of larger magnitude than is found in many shapes



currently in use. On the other hand, the writer's curve is seen to be close to a lower limit of the test points, as is appropriate for a design determination which must be safe even for minimum edge restraint. Also shown is one calculated curve for an initial distortion of the plate equal to one-tenth of the plate thickness, i. e. of very small amount. It is seen that, according to Hu, Lundquist and Batdorf, even such a small amount reduces the equivalent width  $b_e$  noticeably. (These authors assumed the shape of initial distortion to be affine to that of the buckling surface; this will not usually be the case, which reduces the effect of initial distortion. On the other hand, in light gage steel constructions initial distortions of the order of  $t/2$  and more are not uncommon, compared to  $t/10$  for the curve on Fig. 1).

The largest difference between test results and the writer's equation on the one hand, and v. Karman's (and Prof. Stüssi's) expression on the other, occurs in the region where the actual stress in the plate is about

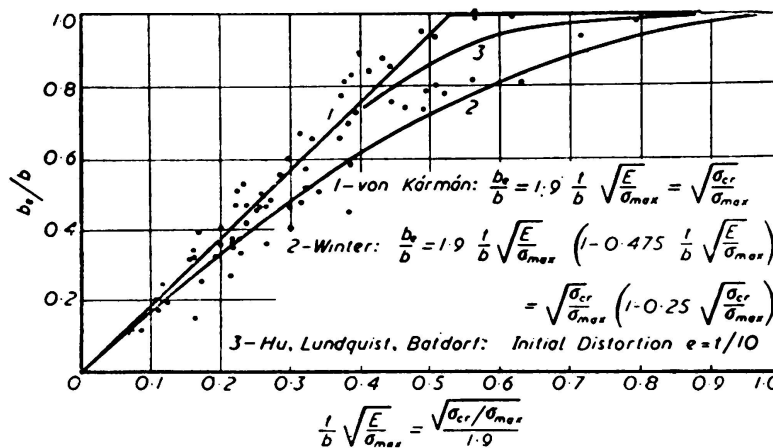


FIG. 1

equal to  $\sigma_{cr}$ . While Eq. (a) indicates that  $b_e = b$  if  $\sigma_{cr} = \sigma_{yp}$ , the tests definitely show that for such plates  $b_e < b$  even though the actual plate stress is equal to or even smaller than  $\sigma_{cr}$ . This factor is more pronounced in the writer's 1946 tests with their relatively low  $b/t$  ratios i. e. relatively high  $\sigma_{cr}$ , than in his 1948 tests with their larger  $b/t$  and therefore much lower  $\sigma_{cr}$ . The fact that Prof. Stüssi analyzed only these latter tests may have mislead him somewhat.

It is not maintained that the writer's generalized expression

$$\frac{b_e}{b} = \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \left( 1 - 0.25 \sqrt{\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_{max}}} \right) \quad (b)$$

which holds not only for the yield point but for any plate stress  $\sigma_{max}$  provided  $\sigma_{cr}/4 \leq \sigma_{max} \leq \sigma_{yp}$ , is in any way theoretically rigorous. On the contrary, its aim is to represent reasonably well and somewhat conservatively the behavior of real compression plates which are part of real, light-gage, cold-formed steel members with all the random irregularities

which this implies. It might be added that essentially this same expression has been officially in use in the U. S. A. light gage steel industry for about ten years, and that very numerous tests have been carried out by various companies to compare the performance (strength as well as deflections) of their own products with that predicted by this formula, with uniformly satisfactory results.

It should be stated at the same time that, even though the writer's formula is sometimes used in the aircraft industry, it was not originally meant to apply to non-ferrous metals with their lower  $E$ , their different stress-strain curve and residual stress properties and their artificially defined yield stress (Prof. Stüssi's  $\sigma_F$ ). All these result in an effect of deviations from ideal conditions which is different from that which obtains in light-gage steel members as tested by the writer and reflected in his formula.

1. L. SCHUMAN and G. BACK—*Strength of Rectangular Flat Plates under Edge Compression*. Nat. Adv. Comm. for Aeronautics, Report No 356, 1930.
2. E. E. SECHLER—*The Ultimate Strength of Thin Flat Sheet in Compression*. Guggenheim Aeronaut. Labr., Calif. Inst. of Techn., Publ. No. 27, 1933.
3. GEO. WINTER—*Strength of Thin Compression Flanges*. Trans. ASCE, vol. 112, p. 527, 1947, also Proc. ASCE vol. 72, No. 2, p. 199, 1946.
4. GEO. WINTER—*Performance of Thin Steel Compression Flanges*. 3rd Congress IABSE, Prelim. Publ., p. 137, Liège, 1948.
5. P. C. HU, E. E. LUNDQUIST, S. B. BATDORF—*Effect of Small Deviations from Flatness on Effective Width and Buckling of Plates in Compression*. Nat. Adv. Comm. for Aeronautics, Techn. Note No. 1124, 1946.
6. GEO. WINTER—*Performance of Compression Plates as Parts of Structural Members*, Research, Engineering Structures Supplement (Colston Papers, vol. II) p. 179, London, 1949.

#### S U M M A R Y

While v. Karman's semi-empirical post-buckling equation, which is identical with Prof. Stüssi's, is well justified for «ideal» conditions, compression plates which are parts of «real» steel structures show two types of imperfections: deviations from flatness and residual stresses caused by cold-forming which are equivalent to a lowered proportional limit. These reduce the post-buckling strength. On the basis not only of his 1948 tests but also of his 1946 tests and those of Sechler it is shown that the writer's formula for effective width, which has been in wide use in the U. S. A. for over ten years, represents conservatively and more realistically the behaviour of real, light-gage steel structures.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Während v. Karmans Gleichung für überkritisches Beulen, welche mit derjenigen Prof. Stüssi identisch ist, gut gerechtfertigt ist für «ideale» Platten, so zeigen Druckplatten, welche Teile von wirklichen Stahlleichtbauten sind, zwei Arten von Unvollkommenheiten: Abweichung von der Ebenheit und Eigenspannungen die zu einer Erniedrigung der Proportionalitätsgrenze führen. Beide vermindern die überkritische Beulfestigkeit. An Hand nicht nur seiner 1948 Versuche, sondern auch derer

von 1946, sowie auch derjenigen von Sechler, ist gezeigt, dass des Verfassers Gleichung für die wirksame Breite, welche in den Vereinigten Staaten seit zehn Jahren weite Verwendung findet, das Verhalten wirklicher Stahlleichtbauten mehr konservativ und realistisch darstellt.

#### RESUMO

Ao passo que a utilização da equação semi-empírica de von Karman referente à encurvadura, e que é aliás idêntica à do Prof. Stüssi, se justifica em casos «ideais» de aplicação, o mesmo não acontece com placas comprimidas fazendo parte de estruturas de aço «reais» que apresentam imperfeições de dois tipos: empenos e tensões residuais provenientes da laminagem a frio que equivalem a um abaixamento do limite de proporcionalidade. Estas imperfeições reduzem a resistência da placa encurvada. Baseando-se não só nos ensaios que efectuou em 1948 e 1946, mas também nos de Sechler, o autor mostra que a sua fórmula de determinação da largura efectiva, já largamente utilizada nos E. U. A. há mais de dez anos, representa de maneira mais conservadora e realista o comportamento das estruturas de aço de pequena espessura.

#### RÉSUMÉ

Tandis que l'emploi de l'équation semi-empirique de von Karman, valable pour le stade post-flambage, et qui est d'ailleurs identique à celle du Prof. Stüssi, est justifié dans les cas «idéaux» d'application, il n'en est pas de même dans le cas de plaques comprimées faisant partie de charpentes «réelles» qui présentent deux types d'imperfections: des gauchissements et des contraintes résiduelles provenant du laminage à froid et qui équivalent à une diminution de la limite de proportionnalité. Ces imperfections réduisent la résistance de la plaque après le flambage. En se fondant, non seulement sur les essais qu'il a effectué en 1948 mais aussi sur ceux de 1946 et ceux de Sechler, l'auteur montre que sa formule de détermination de la largeur effective, couramment utilisée aux E. U. A. depuis plus de dix ans, représente d'une façon plus conservatrice et plus réaliste le comportement des charpentes en acier de faible épaisseur.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## **IV 3**

### **Maintenance of steel structures**

*Discussion*

### **Unterhalt von Stahlbauten**

*Diskussion*

### **Conservação das construções metálicas**

*Discussão*

### **Entretien des charpentes métalliques**

*Discussion*

P. S. A. BERRIDGE

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

London

Mr. BERRIDGE remarked that he could not agree with the author's contention that loose rivets could be tightened by welding round the heads. The number of tests, four, was inadequate to form the basis for so far-reaching a claim contrary to the principles of both riveting and welding. The heat from the welding was bound to lengthen the shank of a rivet and so reduce the friction between the faying surfaces of the parts joined. The clamping effect of the rivet caused by contraction of the shank on cooling immediately after driving was of primary importance in the transfer of shear across a joint; and, if there was a loss of this clamping effect as would be indicated by looseness, no amount of welding round the head was ever likely to restore the high degree of friction required to keep the parts from slipping under the application of a shearing force.

Mr. BERRIDGE showed slides (not reproduced) indicating how by simple modifications the maintenance of the girderwork of steam locomotive turntables built some 50 to 60 years ago for a railway in India had been greatly simplified and the future life of the steelwork extended. The rails had been lifted on steel packings; the solid plate deck between the girders had been replaced with an open grill; the outside deck plating had been kept clear of the girder flanges, and the edge angles which used to contain water on the plating had been inverted. These modifica-

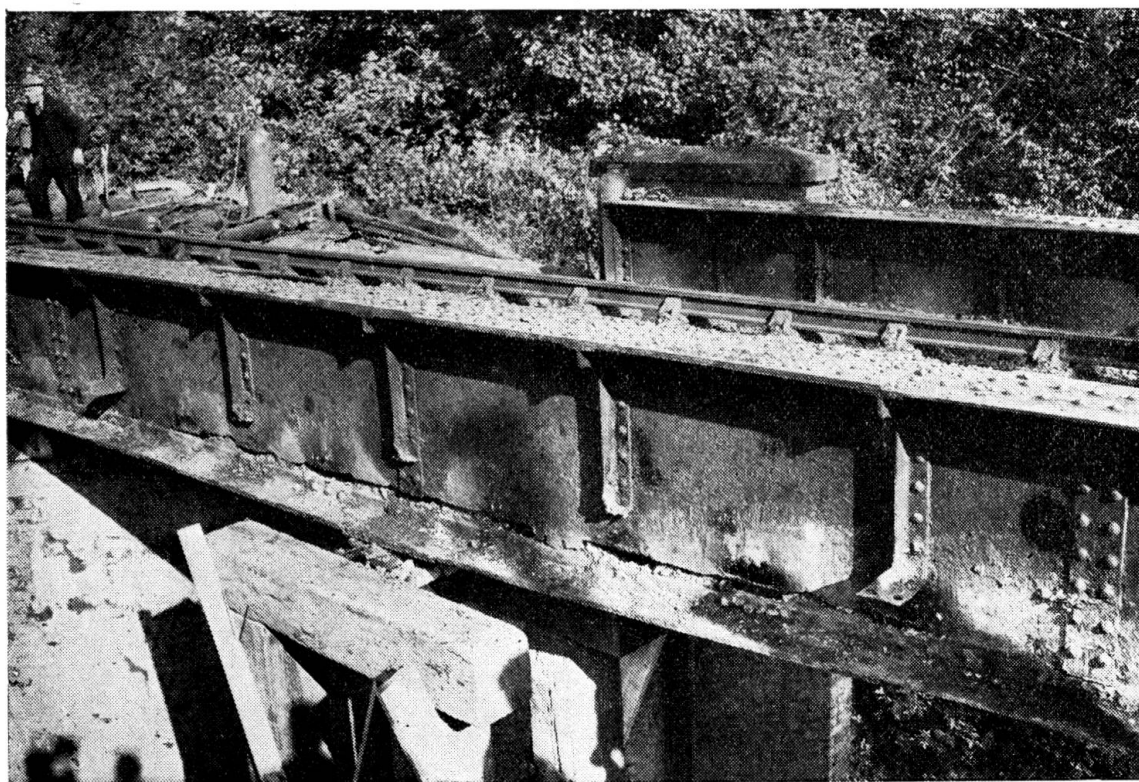


FIG. 1. The failure of a plate girder caused by corrosion fatigue of the mild steel web which had been obscured by concrete haunching. The decking on the nearside of the girder had been removed before this photograph was taken

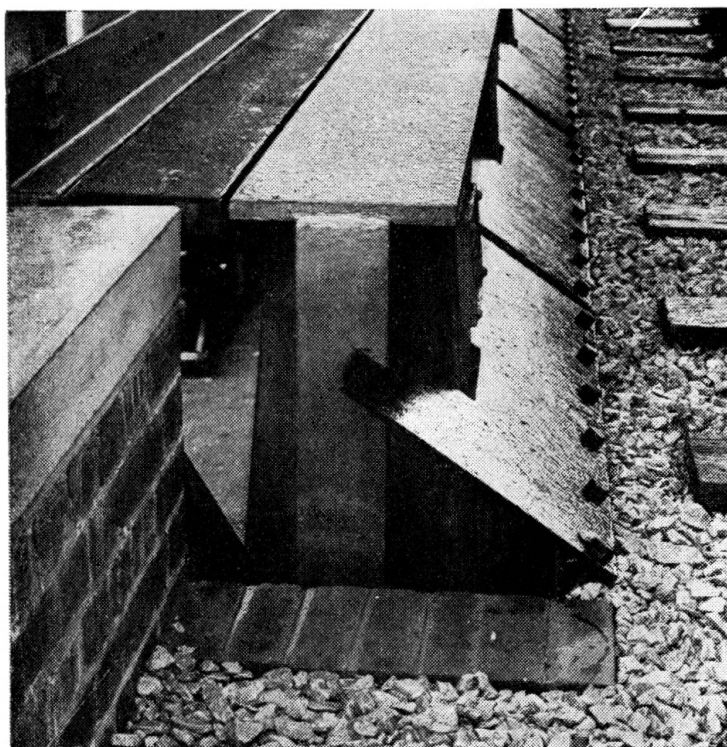


FIG. 2. The end of a welded plate girder showing how, by the removal of the bolted weather plates, full access is given to the joints between the deck units and the main girders

tions had made all parts fully accessible for painting and had, by allowing free circulation of air between the girders, removed a condition which had previously been very favourable to the propagation of rust.

Turning to the importance of accessibility for the proper maintenance of railway girder bridges, Mr BERRIDGE showed a picture (Fig. 1) of a centre girder of a double track half-through type plate girder span which through corrosion fatigue had developed a crack in the web plate

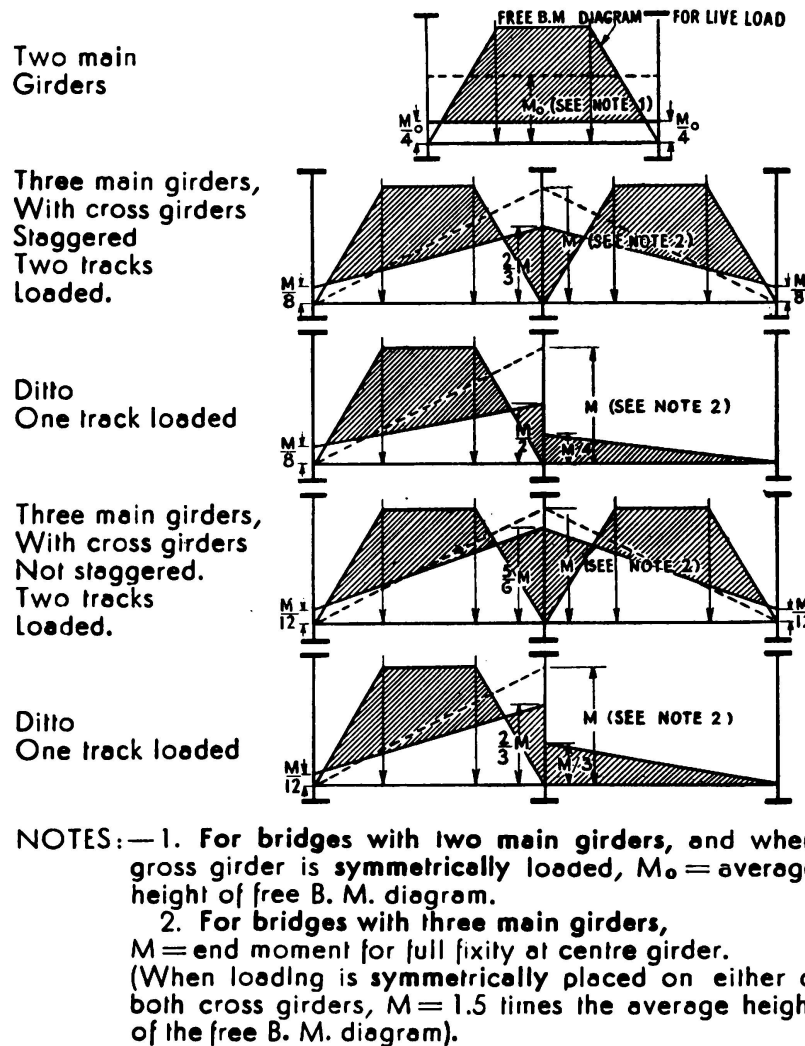


FIG. 3. Diagram indicating the end fixing moments on cross girders in half-through type spans

at a point just above the bottom flange angles. The crack had extended over a length of 19 feet in a 30-foot span. The primary cause had been the masking of the girder by concrete haunching placed against the web with the object of reducing maintenance work. Damp had got down between the concrete and the steel web plate with the result that corrosion had set in where it was wholly obscured from view. The decking was of transverse steel troughing resting on the bottom flanges of the girders



and the web stiffeners stopped on the top of the troughing so that there was in fact no connection between these stiffeners and the bottom flange of the girder. Alternations of loading by the passage of trains, first on one track, and then on the other, had led to high concentrations of stress on the web plate at a point immediately above the flange where moisture was trapped behind the concrete. To guard against such a failure it was imperative that the all-important connections between decking and main girders should be wholly accessible for inspection and painting; no concrete should be placed against steelwork unless it was absolutely certain that no moisture could get down between the concrete and the steel. Showing a slide (Fig. 2) he indicated how bolted joints between deck units and the main girders of a bridge carrying a ballasted sleeper track could be made fully accessible for maintenance. On the subject of the connections between cross girders, deck units, etc. and main girders in half-through type spans, Mr BERRIDGE showed a diagram (Fig. 3) indicating the bending moments caused by the end fixity of the deck members. In the past so many bridges had been built on the assumption that cross girders were simple beams unrestrained at the ends. Such an assumption was quite wrong when, as generally happened, some degree of fixity became inevitable in designing the connection between a cross girder and the side of a plate girder. In the joint just visible below the weather plates (Fig. 2) the moment stresses due to end fixity were taken by high strength bolts connecting the deck units to the sloping flanges of web stiffeners on the main girders.

#### S U M M A R Y

The author said that loose rivets could not be tightened by welding round the heads. Such process was contrary to good practice.

Stressing the importance of accessibility, the author instanced (Fig. 1) a double track half-through type plate girder bridge where concrete haunching against the web of the middle girder had prevented the detection of a serious corrosion fatigue fracture of the web plate.

Improvements in the connections of deck units to main girders were shown (Fig. 2); attention was focused on the importance of designing such joints to carry the stresses induced by the end fixing moments inevitable wherever there is end restraint (Fig. 3).

#### ZUSAMMENFASSUNG

Der Verfasser ist der Auffassung, dass lose Nieten nicht durch Anschweißen der Nietköpfe befestigt werden könnten. Dieses Vorgehen widerspricht einer guten Praxis.

Als Beispiel für die Bedeutung guter Zugänglichkeit führt der Verfasser einen Vollwandträger für eine zweigleisige Brücke mit einer in Trägermitte liegenden Geleisewanne in Beton an. Der an den Steg des mittleren Trägers anstossende Beton hatte die Entdeckung eines ernsthaften Ermüdungsbruches infolge Korrosion verhindert (Fig. 1).



Es wurden Verbesserungen gezeigt bei den Verbindungen zwischen Deckenplatten und Hauptträgern (Fig. 2); besondere Aufmerksamkeit wurde der Bedeutung des Entwurfes von Verbindungen geschenkt, die die Beanspruchungen durch End einspannungsmomente, die unvermeidlich auftreten, wo immer das Endauflager an der freien Beweglichkeit gehindert ist, aufzunehmen haben (Fig. 3).

### RESUMO

O autor indica que os rebites frouxos não se podem voltar a apertar soldando as cabeças, indo este processo contra boa técnica.

Insistindo na importância da acessibilidade, o autor cita o exemplo (Fig. 1) de uma ponte de via dupla com vigas semi-contínuas de alma cheia, em que a acumulação de betão contra a alma da viga central impediu a verificação de uma fractura importante da alma devida à corrosão.

O autor mostra como se pode melhorar a ligação do tabuleiro às vigas principais (Fig. 2) e chama a atenção para a necessidade de projectar estas ligações de modo a que possam suportar as tensões produzidas pelos momentos devidos à imobilização das extremidades, inevitáveis quando existe uma limitação do movimento das mesmas.

### RÉSUMÉ

L'auteur indique que les rivets desserrés ne peuvent être réparés par la soudure des têtes, ce procédé étant contraire à la bonne pratique.

En insistant sur l'importance de l'accessibilité, l'auteur cite l'exemple (Fig. 1) d'un pont à double voie, à poutres semi-continues à âme pleine, dans lequel l'accumulation de béton contre l'âme de la poutre médiane a empêché de constater l'existence d'une fracture importante de l'âme due la corrosion.

L'auteur montre comment il est possible d'améliorer la liaison du tablier aux poutres-maîtresses (Fig. 2); il fait remarquer qu'il est nécessaire de calculer ces liaisons de manière à ce qu'elles puissent supporter les contraintes produites par les moments dûs à l'immobilité des extrémités, inévitables chaque fois qu'il existe une limitation du mouvement de ces extrémités.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## **IV 4**

### **Calcul des âmes des poutres en alliages légers**

*Discussion*

### **The design of the webplates of light alloy plate girders**

*Discussion*

### **Die Berechnung der Stehbleche von Leichtmetallträgern**

*Diskussion*

### **Cálculo das almas das vigas de ligas leves**

*Discussão*

**CH. MASSONNET**

*Professeur à l'Université de Liège*

**Liège**

Nous voudrions tout d'abord complimenter M. ROCKEY pour le soin avec lequel il a réalisé ses essais, soin qui a pour conséquence une dispersion remarquablement faible des charges critiques expérimentales, qui ressort des figures 2 et 3 de son mémoire.

#### **1. Nécessité d'un raidissage de l'âme des poutres à âme pleine**

Nous sommes en général d'accord avec les opinions émises par M. ROCKEY. Le seul point sur lequel nous croyons devoir faire quelques réserves est l'affirmation faite à la page 610 de son mémoire selon laquelle le rapport de la charge de service d'une âme raidie à sa charge critique dépend plus de considérations esthétiques que de conditions de tension. En attachant à cette affirmation un sens trop absolu, on serait amené à prétendre que le danger de voilement n'existe pas et que l'on peut se passer de raidisseurs; ou tout au moins, que la sécurité est assurée quand on a disposé sur la poutre un certain nombre de raidisseurs verticaux destinés à former, avec les semelles et l'âme plissée diagonalement, un «treillis Wagner». Ces opinions sont fausses et la preuve en est que, par un raidissage horizontal convenable, nous avons pu, dans nos expériences, relever de plus de vingt pour cent la charge ultime de nos poutres d'essai <sup>(1)</sup>.

---

<sup>(1)</sup> Voir à ce sujet: Ch. Massonnet: Essais de voilement sur poutres à âme raidie — Mém. A. I. P. C., vol. XIV, 1954, pp. 125-186.

En réalité, l'âme voilée exerce sur la semelle comprimée de la poutre (fig. 1) des tensions verticales qui peuvent hâter considérablement le flambement de cette semelle dans le plan de l'âme.

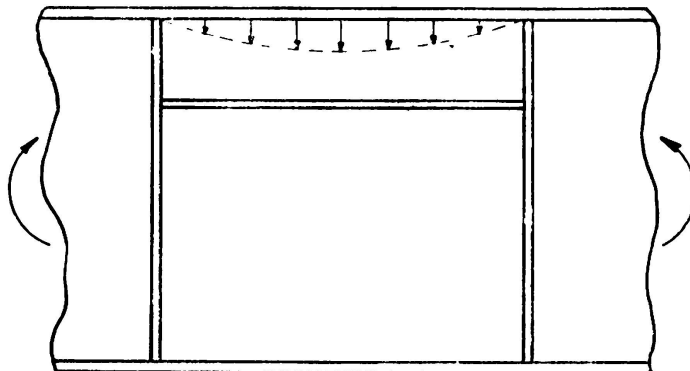


FIG. 1

Par un raidissage horizontal convenable de la partie comprimée de l'âme, la croissance de ces tensions est retardée à un point tel que la semelle ne périt qu'au moment où elle est entièrement plastifiée.

## 2. Nécessité de donner à la semelle comprimée une grande rigidité

Le raisonnement précédent montre que, pour réaliser la poutre la plus rationnelle, il faut, non seulement raidir son âme, mais encore veiller à donner à la semelle comprimée une grande stabilité propre. Ce résultat peut être atteint par le profil de la figure 2a, dont les essais sur poutres

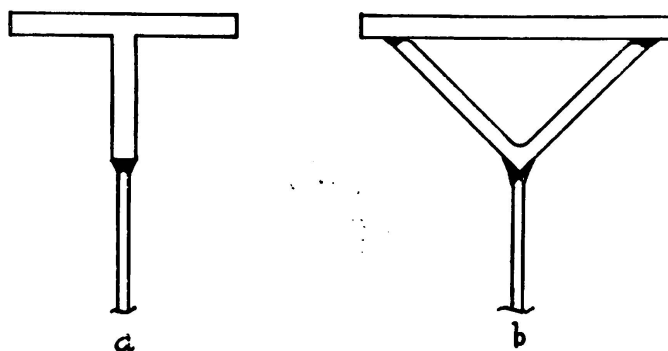


FIG. 2

soudées de MACKEY et BROTON ont montré tout l'intérêt, et mieux encore par le profil figure 2b, dont l'idée est due au professeur DÖRNEN. Ces deux formes de membrure ont une importante vertu supplémentaire, qui est de réaliser un encastrement quasi-parfait des panneaux d'âme.

Notons, à ce propos, que, dans les poutres rivées de M. ROCKEY, les cornières âme-semelle réalisaient un encastrement considérable des pan-

neaux d'âme, comme dans le type de poutre expérimenté par MACKEY et BROTON. Dans nos propres essais, au contraire, le soutien réalisé par les semelles était beaucoup plus faible.

L'évolution des formes constructives signalée ci-dessus démontre aussi l'impérieuse nécessité où l'on est de disposer d'un ensemble complet de valeurs numériques théoriques des tensions critiques de plaques encastrees sur leurs bords, raidies ou non. Nous indiquons d'autre part<sup>(2)</sup> le principe d'une méthode théorique qui permettra d'obtenir de telles valeurs avec l'assistance d'une machine calculatrice électronique pour l'exécution des calculs numériques.

Par ailleurs, notons que la Commission Belge pour l'Etude de la Construction Métallique (C. E. C. M.) a inscrit à son programme des essais sur poutres soudées type Dörnen, qui doivent être exécutés prochainement.

### 3. Possibilités de transposer les résultats obtenus par M. ROCKEY aux poutres en acier

#### A) Résultats concernant le dimensionnement de l'âme

Il importe de souligner la différence, à notre avis essentielle, entre les essais de M. ROCKEY et les nôtres. Ses essais sont exécutés sur un alliage d'aluminium dont le rapport: limite élastique ( $R_e$ ) sur module d'élasticité ( $E$ ) vaut  $\frac{23,6}{7000} = 3,4 \cdot 10^{-3}$ . Pour l'acier 37, sur lequel nous avons expérimenté, le même rapport vaut  $\frac{R_e}{E} = \frac{24}{21.000} = 1,14 \cdot 10^{-3}$ , c'est-à-dire le tiers seulement de la valeur précédente.

Cet écart a d'autant plus d'importance que la limite d'étirage  $R_e$  de l'acier A 37 est accompagnée de déformations plastiques considérables provoquant nécessairement la ruine de la pièce, tandis que la limite élastique de l'alliage d'aluminium est une limite conventionnelle à 0,2 %, cet alliage ne possédant pas de palier marqué de plasticité.

Or, on a

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 D}{b^2 e} = k \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \eta^2)} \left( \frac{a}{b} \right)^2$$

D'où

$$\frac{R_e}{\sigma_{cr}} = \frac{12 (1 - \eta^2)}{k \pi^2} \left( \frac{b}{e} \right)^2 \frac{R_e}{E} = \frac{1,1}{k} \left( \frac{b}{e} \right)^2 \frac{R_e}{E}$$

Il est clair, dès lors, que toutes choses égales d'ailleurs, le domaine post-critique élastique est beaucoup plus étendu dans les poutres en alliage l'aluminium que dans celles en acier A. 37. C'est la raison pour laquelle

M. ROCKEY obtient pour le rapport  $\frac{P_{critique}}{P_{ultime}}$  des valeurs comprises entre 4 et 8, tandis que dans nos expériences, ce rapport était généralement compris entre 2 et 4.

(2) Contribution au thème IIb: Théorie générale du voilement des plaques rectangulaires encastrees ou appuyées sur leurs bords et renforcées par des raidisseurs parallèles aux bords résistant à la flexion et à la torsion.

Ces considérations expliquent qu'il est nécessaire, dans les poutres à âme pleine en alliage d'aluminium, de travailler en service dans le domaine postcritique, comme le préconise M. ROCKEY, qui propose un coefficient de sécurité au voilement inférieur à l'unité ( $1/1,5 = 0,667$ ).

Nous avons proposé, au Congrès de Cambridge de l'A. I. P. C., d'adopter comme coefficients de sécurité 1,15 vis-à-vis du voilement par flexion et 1,35 vis-à-vis du voilement par cisaillement. Nous avons indiqué ultérieurement que l'on pouvait descendre sans inconvénient jusqu'à l'unité. Même en adoptant cette dernière valeur, le rapport des sécurités vaut environ 2 parce que M. ROCKEY base ses tensions critiques sur l'hypothèse d'un demi-encastrement tandis que nous adoptons les valeurs de TIMOSHENKO relatives à une plaque simplement appuyée sur ses bords

$$\text{En effet } \frac{s \text{ Massonnet}}{s \text{ Rockey}} \text{ vaut } \frac{1}{0,667} \times \frac{32,75}{23,9} = 1,96 \approx 2.$$

Cependant, les élancements  $b/e$  des tôles mises en œuvre sont pratiquement les mêmes dans les deux cas, vu l'effet du faible module  $E$  de l'aluminium. La discussion qui précède conduit à une conclusion importante, à savoir que toutes choses égales d'ailleurs, le coefficient de sécurité devrait varier dans le sens opposé au rapport  $R_e/E$ ; en particulier, il pourrait être choisi moindre dans le cas de l'acier A. 52 (pour lequel  $R_e/E = 1,71 \cdot 10^{-3}$ ) que pour l'acier A. 37, ce qui permettrait de valoriser davantage les aciers à haute limite élastique dans la construction des poutres à âme pleine.

Cependant, nous ne croyons pas qu'il soit ni intéressant ni prudent de descendre en dessous de la valeur  $s = 1$  pour les constructions en acier A. 37.

#### B) Résultats concernant le dimensionnement des raidisseurs

En ce qui concerne le dimensionnement des raidisseurs, les résultats obtenus par M. ROCKEY sont en quelque sorte complémentaires des nôtres, parce qu'il étudie le comportement des raidisseurs verticaux, tandis que nous avons à peu près exclusivement porté notre attention sur les raidisseurs horizontaux.

Néanmoins, les valeurs expérimentales que nous avons obtenues pour la rigidité relative optimum  $\gamma$  <sup>(3)</sup> sont nettement supérieures à celles obtenues par M. ROCKEY. Cette différence considérable provient, à notre avis, de trois causes bien distinctes :

- a) nous avons imposé à nos raidisseurs l'obligation de rester rectilignes jusqu'à la ruine de la poutre, ce qui semble plus sévère que la condition imposée par M. ROCKEY et, en général, par les ingénieurs britanniques, concernant le rôle que doivent jouer les raidisseurs dans le stade de ruine.

---

<sup>(3)</sup>  $\gamma$  est le  $\gamma_1$  de M. Rockey et la «Mindeststeifigkeit» des auteurs allemands.

- b) les valeurs théoriques de  $\gamma$  sont déterminés dans l'hypothèse d'une plaque appuyée sur ses quatre bords; les conditions d'appui réelles étaient nettement plus proches de l'encastrement parfait dans les essais britanniques que dans les nôtres, ce qui peut avoir pour effet de diminuer la valeur de  $\gamma$ .
- c) enfin, les raidisseurs expérimentés étaient de formes très différentes (cornières rivées avec une aile parallèle à l'âme chez M. ROCKEY; plats soudés normaux à l'âme chez nous). Le type de raidisseur employé par M. ROCKEY n'est peut-être pas très économique, parce qu'il a un faible rayon d'inertie, mais il réalise un certain encastrement de l'âme sur ses bords verticaux et possède une stabilité propre supérieure à celle d'un plat saillant de faible épaisseur.

Vu la discussion qui précède, il paraît dangereux de transposer à l'acier, sans examen approfondi, les valeurs de  $\gamma$  obtenues sur l'alliage d'aluminium.

#### R É S U M É

Les résultats obtenus sur des poutres à âme mince en alliage d'aluminium ne peuvent pas être appliqués sans précautions à des poutres en acier doux, parce que le rapport  $R_e/E$  est beaucoup plus grand dans le cas de l'alliage d'aluminium. Il serait raisonnable d'adopter des coefficients de sécurité au voilement différents pour des matériaux différents. Ces coefficients devraient être d'autant plus faibles que  $R_e/E$  est plus grand.

Par ailleurs, il importe, pour obtenir une charge de ruine de la poutre aussi grande que possible, de donner à la semelle comprimée une grande stabilité propre, ce qui conduit à des poutres à semelles tubulaires type Dörnen.

#### S U M M A R Y

Ratio  $R_e/E$  being much greater for light alloys, the results obtained from tests on thin webplate, light alloy girders, cannot be extended without further caution to mild steel girders. It would seem reasonable to admit different buckling safety factors for different metals. The greater the ratio  $R_e/E$ , the smaller the safety factor should be.

To increase the girder's collapse load, the flange submitted to compression should have a good self-stability; this leads to tubular flanged girders of the Dörnen type.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Die Resultate, die man für Träger mit dünnem Steg aus Aluminium erhält, dürfen nicht ohne weiteres auf Träger aus normalem Flussstahl angewendet werden, weil das Verhältnis  $R_e/E$  für die Aluminiumlegierung viel grösser ist. Es wäre vernünftig gegen das Beulen verschiedener Materialien, verschiedene Sicherheitskoeffizienten einzuführen. Diese Koeffizienten sollen umso kleiner sein, je grösser  $R_e/E$  ist.



Anderseits ist es wichtig, um für den Balken eine möglichst grosse Bruchlast zu erhalten, dem Druckflansch eine grosse Eigenstabilität zu geben, was zu Balken mit röhrenartigen Flanschen, Typ Dörnen, führt.

#### RESUMO

Os resultados obtidos com vigas de alma delgada de ligas de alumínio, não se podem aplicar, sem precaução, a vigas de aço macio, visto a relação  $R_e/E$  ser muito maior no caso das referidas ligas. Parece razoável adoptar factores distintos de segurança à encurvatura para materiais diferentes. Esses factores devem ser menores, quanto maior for a relação  $R_e/E$ .

Por outro lado, para aumentar a carga de rotura de uma viga, convém aumentar a estabilidade própria do banzo comprimido o que conduz a vigas de banzo tubular, do tipo Dörnen.

## **IV 5**

### **The design of the webplates of light alloy plate girders**

**Reply to the discussion**

### **Die Berechnung der Stehbleche von Leichtmetallträgern**

**Antwort auf die Diskussion**

### **Cálculo das almas das vigas de ligas leves**

**Resposta à discussão**

### **Calcul des âmes des poutres en alliages légers**

**Réponse à la discussion**

**K. C. ROCKEY**

**Swansea**

Dr. Rockey thanks Professor Massonnet for his kind remarks and for presenting his valuable communication.

The author is particularly glad that Professor Massonnet has pointed out that providing all other things are equal, a smaller factor of safety with respect to web buckling should be used with high strength aluminium alloy girders than with steel girders, because of the greater reserve of strength in the post-buckled range which is obtained with the former. It was in order to utilise more fully this reserve in the load carrying capacity of the webs of light alloy girders, that the authors recommended that the webplates should be designed to operate in the post-buckled range. When loaded beyond its buckling load, a webplate develops a wavy surface and it is possible that with certain designs, objections, based on aesthetic considerations would be made with respect to the appearance of this wavy surface before the maximum stress in the webplate had reached the maximum permissible stress. In other words, when designing members to operate in the postbuckled range, both aesthetic and strength requirements have to be considered and it is possible that conditions will arise when the former requirement is the controlling one.

The author assures Professor Massonnet that it was not his intention to convey the impression that the effects of web buckling can be disregarded. In fact, the decision to allow webplates to operate in the post-

-buckled range means that it is necessary to understand more fully the effects of web buckling upon the behaviour of the flange members and the stiffeners.

In this connection, one problem which has hitherto not received a great deal of attention is that of the influence of flange rigidity upon the post-buckled behaviour of the webplate. At the present time, many girders are being designed with flanges which have a low flexural rigidity about an axis (xx) perpendicular to the webplate, see Fig. 1. These flange members are not capable of effectively carrying the lateral loads which are imposed upon them by the slightly buckled webplate. The author

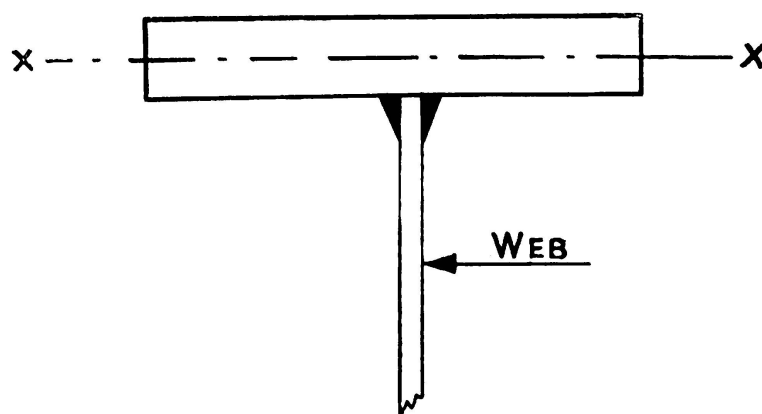


FIG. 1

was therefore very interested to learn that Professor Massonnet has found that by the use of effective horizontal stiffeners he has been able to increase the failing load of such flange members. The author agrees with Professor Massonnet that it is necessary to use flanges which have a greater flexural rigidity about the xx axis. The experimental work which Professor Massonnet is going to conduct on girders of the Doren type, see his figure 2b, will therefore be a most valuable contribution, and the results of this work will be awaited with interest.

The problem of designing the flange-stiffener combination of plate girders so that an efficient structure is obtained has been studied by the author and his research team at Swansea. The author first became aware of the need of such an investigation some years ago while testing welded steel girders [1]. It was noted that if the flanges possessed a low flexural rigidity about their xx axis, see Fig. 1, they deflected considerably once the buckling load of the panel was exceeded. Since then some 30 girders have been tested to determine the effects of flange rigidity upon the post-buckled behaviour of webplates subjected to shear and to a combination of shear and bending. From this work, curves have been obtained which provide values of the lateral deflection of the webplate in terms of the effective flexural rigidity of the flanges and the ratio applied load  $W$ /buckling load  $W_{cr}$ .

This work [2], as yet unpublished in full, has shown that if the flange flexibility of the flanges as represented by the parameter  $I/b^3t$ , where

- $I$  = flexural rigidity of the flanges about an axis  $xx$  through their centroid, see Fig. 1;
- $b$  = Spacing of vertical stiffeners;
- $t$  = Thickness of webplate;

is reduced below a given value the webplate will develop excessively large deflections and it is recommended that girders should be designed so that the value of the parameter  $I/b^3t$  shall not fall below the values given in equation 1.

$$\frac{I}{b^3t} = 0.00035 \left[ \frac{W}{W_{cr}} - 1 \right] \quad (1)$$

(but not less than 0.00035).

With respect to the design of intermediate vertical stiffeners, the empirical relationships between the size and spacing of vertical stiffeners and the buckling stress of the webplate which are given in the author's paper, see equations 1 to 5, were obtained from elastic tests and these relationships can therefore be used for either steel or aluminium construction. The value  $\gamma_L$  will ensure that the stiffeners are straight when the webplate buckles. From the tests on aluminium girders, it has been found that providing flange failure is prevented, little gain in ultimate strength is obtained by employing stiffeners having a flexural rigidity greater than  $EI_L$ . However, the author would agree that if the requirement that the stiffener is to remain straight up to failure, as laid down by Professor Massonnet, is to be achieved, then it would be necessary to employ stiffeners having a flexural rigidity greater than  $EI_L$ .

Professor Massonnet has referred to the difference in requirements with respect to post-buckled behaviour of stiffener webplates made by various authorities. The requirements he imposes are more severe than those required in the United Kingdom and he will no doubt be interested to learn that in the United Kingdom it is proposed [3] to permit the use of slightly buckled webs in steel plate girders.

Professor Massonnet has referred to the fact that the first series of tests conducted at Swansea have dealt with webplates stiffened only by vertical stiffeners, whereas he has concentrated more on the behaviour of horizontal stiffeners. Since preparing his paper, the author has commenced investigations to examine the behaviour of webplates stiffened by both horizontal and vertical stiffeners. This work is well advanced, and it is hoped that it will enable a design procedure, utilising both horizontal and vertical stiffeners, to be developed for aluminium girders.

## REFERENCES

1. K. C. ROCKEY — *Stability problems associated with the design of plate girder webs*. (Civ. Eng., London, vol. 47, p. 821 (Oct. 1952); p. 918 (Nov. 1952), vol. 48, p. 66 (Jan. 1953)).
2. Discussion of Structural papers Nos. 48 and 49. Proceedings of the Institution of (Civil Engineers), part III, vol. 5, August 1956, No. 2, p. 490-493.
3. Draft 'Copy B. S. 153' — *Girder Bridges*.

## SUMMARY

The significance of plate buckling is discussed and the factors affecting the choice of design stresses are examined. Attention is drawn to the influence of flange rigidity upon the post-buckled behaviour of webplates subjected to shear, and an empirical rule is presented which recommends the minimum flexural rigidity which flanges should possess. The influence of the rigidity of vertical stiffeners upon the ultimate strength of webplates is also discussed.

## ZUSAMMENFASSUNG

Die Bedeutung des Beulens von Platten wird diskutiert und die Faktoren, welche die Wahl der zulässigen Spannungen bestimmen, werden untersucht. Die Aufmerksamkeit wird auf den Einfluss der Flanschsteifigkeit auf das Verhalten der ausgebeulten, Schubbeanspruchung unterworfenen Stehbleche gelenkt, und es wird eine empirische Regel zur Bestimmung der minimal erforderlichen Biegesteifigkeit der Flanschen angegeben. Der Einfluss der Steifigkeit der vertikalen Aussteifungen auf den Bruchwiderstand der Stehbleche wird ebenfalls diskutiert.

## RESUMO

O autor discute o significado da encurvadura de uma placa e examina os factores que influem na escolha das tensões admissíveis. Chama a atenção para a influência da rigidez dos banzos sobre o comportamento das almas submetidas ao corte, depois de encurvadas e indica uma fórmula empírica que permite determinar o valor mínimo da rigidez de flexão dos referidos banzos. O autor também discute a influência da rigidez dos reforços verticais sobre a carga de rotura das almas das vigas.

## RÉSUMÉ

L'auteur discute la signification du voilement des plaques et examine les facteurs qui affectent le choix des contraintes admissibles. Il attire l'attention sur l'influence de la rigidité des semelles sur le comportement des âmes soumises à l'effort tranchant après voilement et présente une formule empirique donnant la rigidité à la flexion minimum que doivent avoir ces semelles. Il discute encore de l'influence des raidisseurs verticaux sur la charge de rupture des âmes.