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

Band: 4 (1952)

Rubrik: BI2: Welding and welded connections

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 03.09.2025

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

BI 2

Welding and welded connections

Soudage et assemblages soudés

Schweissung und Schweissverbindungen

IR. W. GERRITSEN
Bilthoven, Holland

INTRODUCTION

A graphical composition is given in fig. 1 of all existing welding processes. A symbolic indication of every system explains the characteristics of the various processes.

Welded connections, as seen from the point of view of the I.A.B.S.E. Congress, include so many examples and ideas that it might be preferred to give indications and examples for the constructional engineer and designer in close connection with the welding-shop manager and the welding operation as well. This means how to make a welded structure satisfactory in a technical and economical way. This paper deals with the following aspects:

(1) Welding and riveting, seen from the point of view of the constructional engineer and the designer.
(2) Constructive elements and profiles for welded construction.
(3) Materials and their preparation for welded construction—electrodes.
(4) Co-operation between the designer and the welding-shop manager.

The paper also deals with the problem of the waste of electrodes.

WELDING AND RIVETING SEEN FROM THE POINT OF VIEW OF THE CONSTRUCTIONAL ENGINEER AND THE DESIGNER

Attention may be drawn to the fact that great failures, damages, large cracks, broken constructions, not only in bridge building but also in shipbuilding, boiler-making, etc., are even more due to unsatisfactory design and construction than to the quality of the weld and the execution of welding in the workshop.

In bridge building, field welding often causes difficulties and defects to which reference will be made later.

This paper will draw special attention to the very important task of the constructional engineer, the designer and the man who makes the drawings.

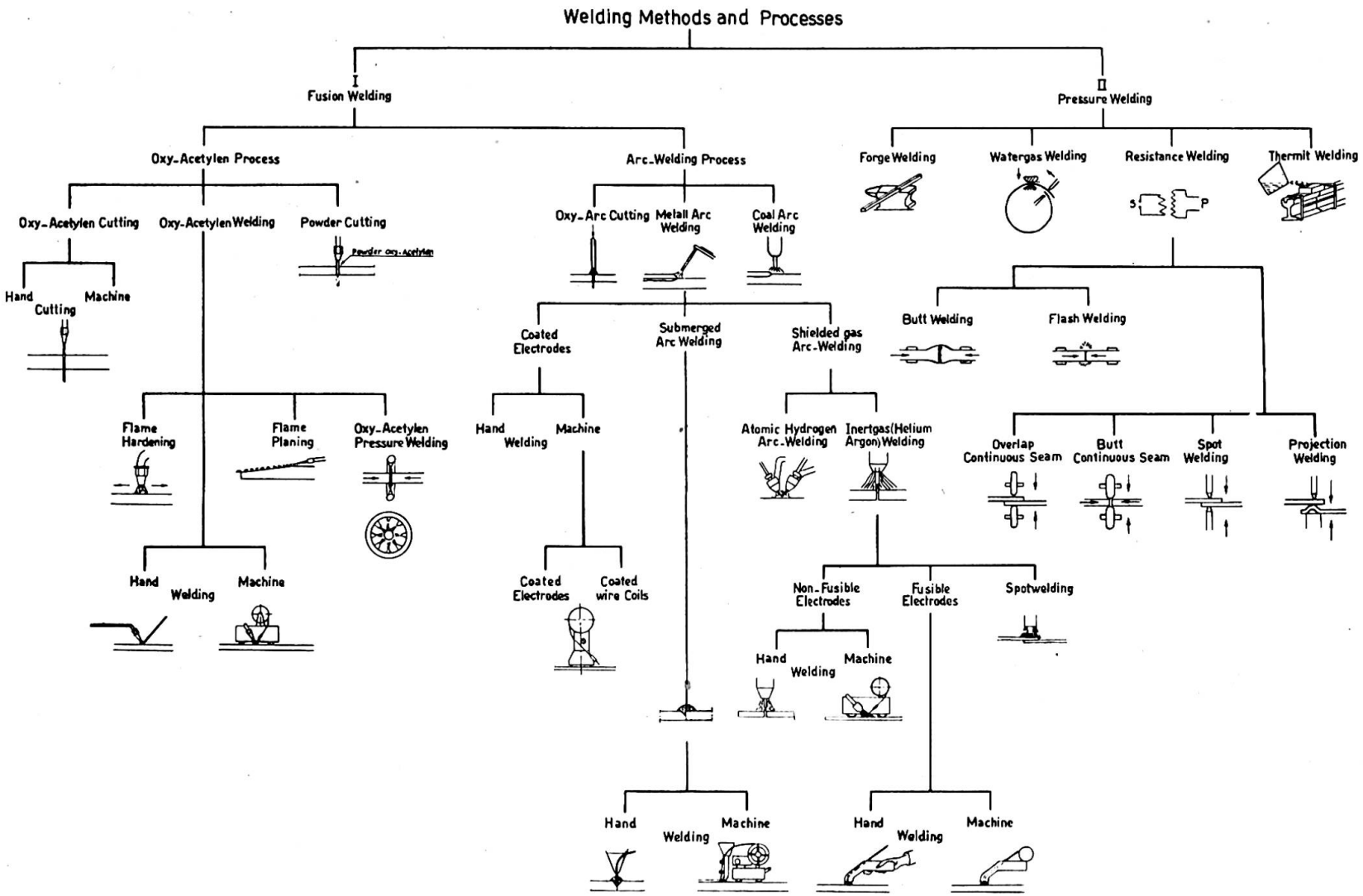


Fig. 1

Note: In the above drawing Stud-Arc Welding has been omitted

The already known principle for the constructional engineer and the designer, but at the same time of the greatest difficulty to them, is to free themselves completely from "thinking" in riveted construction and to make the design for the welded construction so that it is satisfactory in a technical as well as in an economical way. It is well known that the design for riveted construction, leaving out the rivets, gives very unsatisfactory results when welded.

All over the world special attention is paid to the skill and instruction of welders, and so we are now today rather well equipped with skilled welders and every day there are new and good welders schooled and trained; but far more necessary is the task of the skilled technicians and welding engineers to open schools and training courses for constructional engineers, designers and draughtsmen.

Attention may be drawn to a few questions closely connected with those things the constructional engineer and the designer, as well as the draughtsmen, have to be familiar with in order to avoid difficulties in the welding-shop or to prevent damage later on. Among these are:

(1) How many welds are found in a drawing which can never be reached by the electrode of the welder, because the man who made the design and the drawing does not know anything about practical welding?
(2) Too few constructional engineers and designers know how to make their structures so as to avoid concentration of stresses by avoiding concentration of welds or crossing of welds.
(3) How many designers know that high stresses are caused by sharp corners and that these stresses can be avoided by rounded corners and flowing lines in the structural parts which are to be connected?
(4) What does the constructional engineer and designer know of the influence of fatigue load and notch-effect and its serious consequences on the construction, and what does he know about the principles for making a choice of the many types of welded joints?
(5) What does the constructional engineer and designer know of the materials he is using in his structures in connection with welding and what does he know of the different types of electrodes and their application to the materials which have to be welded in the structure he has designed?

These points are only a few of the hundreds of questions that may be laid before the constructional engineer, the designer and the draughtsman, not only about the structure itself, but also about the way the welds are indicated in the drawing. It is therefore, as already mentioned, of the greatest importance to organise training courses for constructional engineers and designers, for once knowing what welding involves, they will never again make ridiculous mistakes in designs and drawings.

As to the training courses, it is the author's experience that those gentlemen who follow the training also have to do exercises in practical welding, and that they take very great interest in it. Some of the subjects for technical training of constructional engineers and designers, as well as for draughtsmen, may be given as follows:

(1) The principles of welding and welding systems.
(2) The knowledge of welded joints and the execution of welded joints.
(3) The knowledge of electrodes and their application.
(4) The knowledge of materials and their application.
(5) The knowledge of shrinkage, with their stresses and deformations.
(6) The knowledge of the mechanical testing of materials and weld-metal.
(7) The knowledge of fatigue-load influence on the design of a structure.

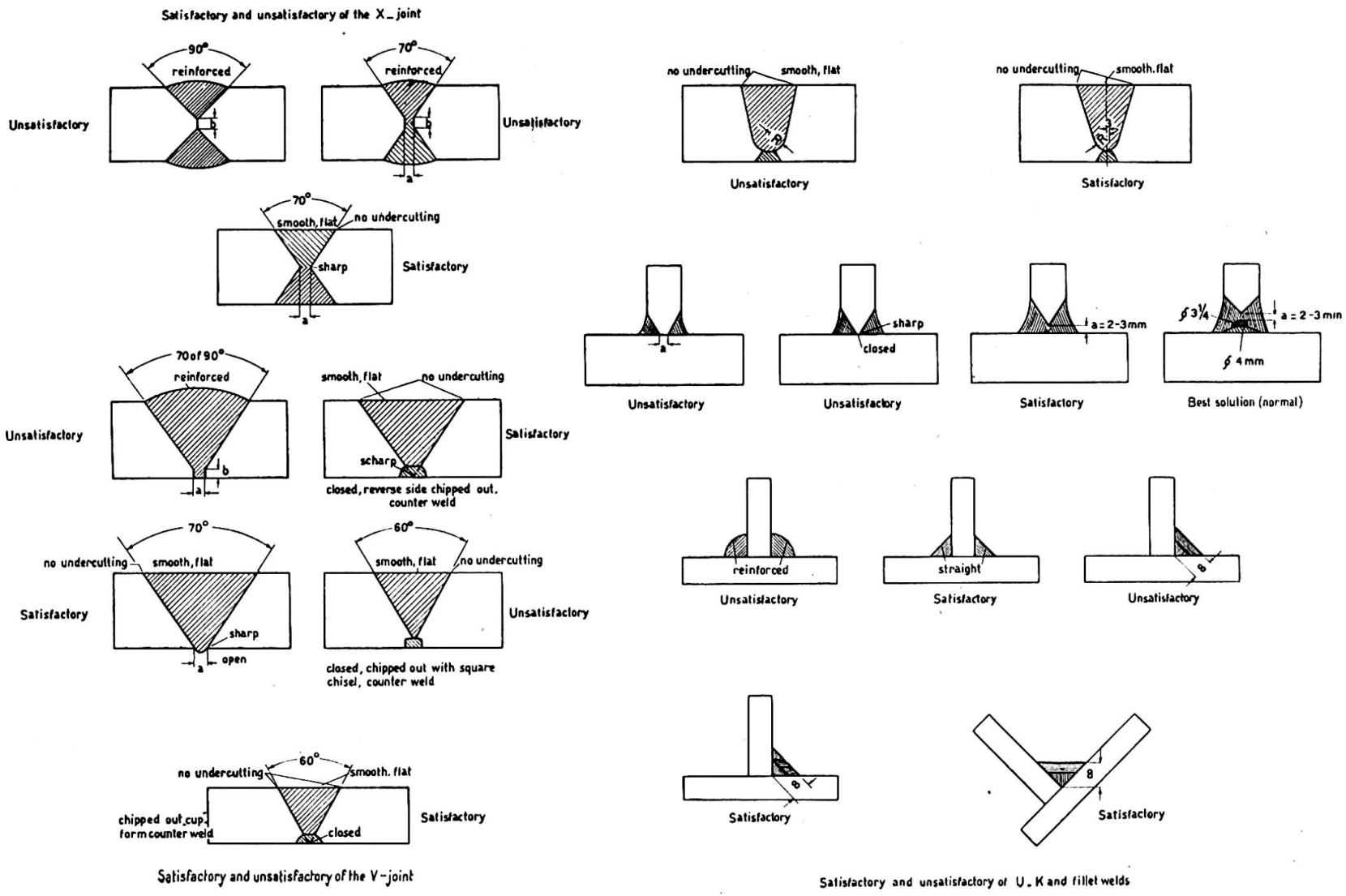

Satisfactory and unsatisfactory of the X-joint
90°
reinforced
Unsatisfactory
70°
reinforced
Unsatisfactory
70°
smooth, flat
no undercutting
sharp
Satisfactory
70 of 90°
reinforced
Unsatisfactory
smooth, flat
no undercutting
Satisfactory
sharp
closed, reverse side chipped out, counter weld
70°
no undercutting
smooth, flat
Satisfactory
sharp
open
60°
smooth, flat
no undercutting
Unsatisfactory
closed, chipped out with square chisel, counter weld
60°
no undercutting
smooth. flat
chipped out, cup form counter weld
closed
Satisfactory
Satisfactory and unsatisfactory of the V-joint
no undercutting
smooth, flat
Unsatisfactory
no undercutting
smooth, flat
Satisfactory
Unsatisfactory
sharp
closed
Unsatisfactory
a = 2-3mm
Satisfactory
ϕ 3¼
a = 2-3 mm
ϕ 4 mm
Best solution (normal)
reinforced
Unsatisfactory
straight
Satisfactory
Unsatisfactory
Satisfactory
8
Satisfactory
Satisfactory and unsatisfactory of U, K and fillet welds

Fig. 2

Strict attention has not only to be paid to the training of constructional engineers and designers, but also to those engineers and technicians who have the supervision, survey and control of welded structures in their charge. For these gentlemen also show very often a great lack of knowledge about welding and welded construction which very often leads to severe differences of opinion.

To illustrate the way in which designers indicate on the drawings several types of welded joints, fig. 2 gives examples of satisfactory and unsatisfactory methods.

Constructive elements and profiles for welded structures

Although this subject belongs to the programme of schooling and training of constructional engineers and designers mentioned before, it is worth while to pay special attention to it.

Constructional engineers and designers have to learn to make use of the most fundamental structural elements for welded construction. These elements are, generally, the "plate" and the "tube." They have to learn how to handle these elements in construction and design in order to obtain sufficiently light and rigid structures, and they have to free themselves from the feeling and idea that the heavy and solid structure is the safe one.

Moreover the constructional engineer and designer has to know and be familiar with everything connected with the execution of the welding, and above all things he has to know how the welding operation in his own workshop is managed and executed, and therefore he has to build up close co-operation with his welding-shop manager.

Relating to the above-mentioned fundamental construction elements, plate and tube, it may be mentioned that light and rigid structures can be obtained if the material used for the structural elements is placed as much as possible on the outside of the cross-section and as far as possible from the neutral line.

Following these rules the designer comes to the hollow construction elements known as the "tube" and the "box." These elements may be rolled as tubes or built up as boxes by welding out of plate or strip.

In Table I several types of structural elements are given for comparison. As to the rigidity, mentioned in the Table, it may be mentioned that the rigidity: $R=P/f$ kg./μ where f represents bending through 0·001 mm.

Conclusions from Table I

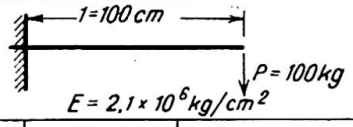
Deflection, rigidity and moment of inertia are for all hollow construction elements much higher compared with the solid elements, notwithstanding that the weight of the hollow elements is much lower. But from this conclusion it may not be assumed that in all circumstances the tube or box is to be preferred and shows better results for structural elements.

In Table II two hollow elements are compared with one solid element. From Table II the conclusion may be drawn that hollow elements show less resistance against normal bending and the solid profile shows the greatest resistance against bending. On the other hand, the hollow elements show very great resistance against torsion; the solid element shows very low resistance against torsion. It has to be kept in mind that weights per metre length for all three elements of Table II are equal.

In connection with the construction and design of a certain subject attention may be drawn to the dynamic rigidity, and though this may not often occur in steel

Table I

Load system



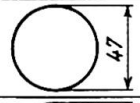
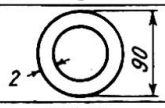
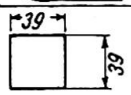
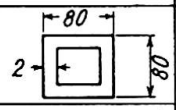
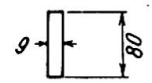
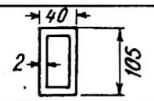
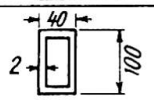
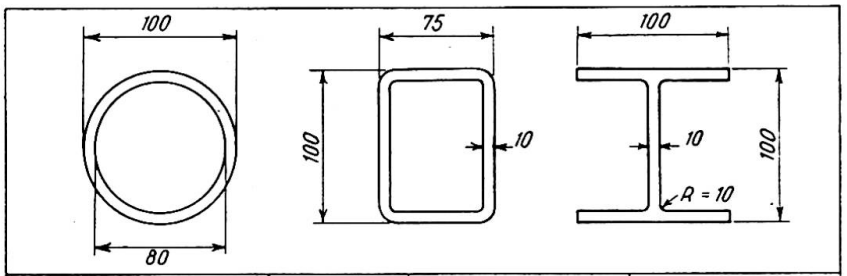
Form of cross section	Moment of inertia	Deflection	Rigidity	Weight
	cm^4	cm	kg/μ	kg/m
	24	0,66	0,15	13,6
	53	0,30	0,33	4,3
	19,3	0,82	0,12	12
	63	0,25	0,40	4,9
	38,4	0,41	0,24	5,7
	78	0,20	0,50	4,4
	68	0,23	0,43	4,2

Table II



Form cross section	Weight	Allowable bending moment	Allowable torsion moment
	kg/m	cm – kg	cm – kg
Circumferencial tube	22	58 σ allowb.	116 τ allowb.
Rectangular tube	22	67 σ allowb.	113 τ allowb.
H – beam	22	90 σ allowb.	10 τ allowb.

construction it is worth-while to mention it. The dynamic rigidity can be given in the following formula:

$$R' = n^2 \times m$$

In this formula n is the vibration number and m the weight in kg./sec.^{2}/m.

Fig. 3 gives a graphical relation between weight and vibration number. From this graph may be drawn the conclusion that in the lower zone (rigid light constructions) small variations of m cause great variations of n.

In the zone of the rigid heavy constructions m has to be given great variation in order to obtain even small variations of n. Building up structures with a high value for n means making rigid and light structures. This can be obtained in the design by making the free length of the vibration parts as short as possible and the distance of these parts to the neutral line as great as possible, which rule can be written as follows:

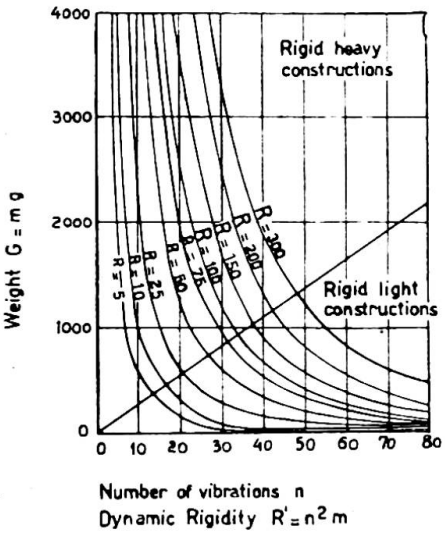


Fig. 3

MAKE DESIGNS AS COMPACT AS POSSIBLE

MATERIALS AND THEIR PREPARATION FOR WELDED CONSTRUCTION—ELECTRODES

With regard to the materials handled by the constructional engineer and the designer it has to be kept in mind that the weldability of the material is one of the most important things for obtaining satisfactory technical results. So for structures, especially in bridge building, low-carbon Siemens-Martin mild steel is the best metal to be used. Moreover it has to be kept in mind that for this metal the content of carbon, phosphorus and sulphur has to be low, and to give some figures, they may be indicated as follows:

Carbon	0·15–0·20%
Phosphorus	0·05%
Sulphur	0·04%

For the preparation of welded structures and welded joints figs. 4, 5, 6 and 7 give a few examples of design and preparation of these structures and joints.

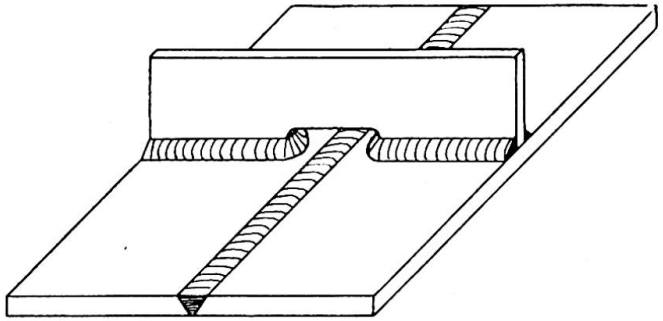
Fig. 4 will show the designer how to avoid concentrations of stresses in welded structures when welds have to cross each other.

Fig. 5 will give ideas of several welded structures causing notch-effects or not, concentrations of stresses or not. These ideas for structures may be extended to welded work submitted to fatigue load or dynamic load.

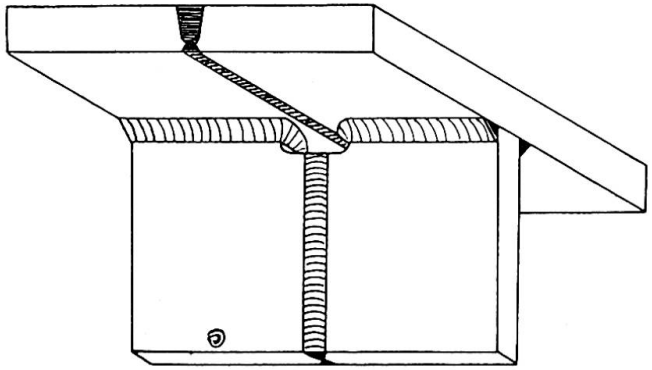
Figs. 6 and 7 show the preparation and execution of the welding of a butt-joint in an H-beam. Attention is drawn to the preparation of the flange and the hole in the web to enable the counter weld in the flange to be done so that the notch-effect in the root of the V-joint of the flange is avoided.

Fig. 8 gives an idea of the construction and design for riveting and welding of the corner of a joist. No further explanation of this example is necessary, as it explains itself, especially the simplicity of the welded construction.

For electrodes it is necessary that constructional engineers and designers should



Crossing V-joint and fillet welds without concentration of stresses



Crossing U-joint and X-joint without concentration of stresses

Fig. 4

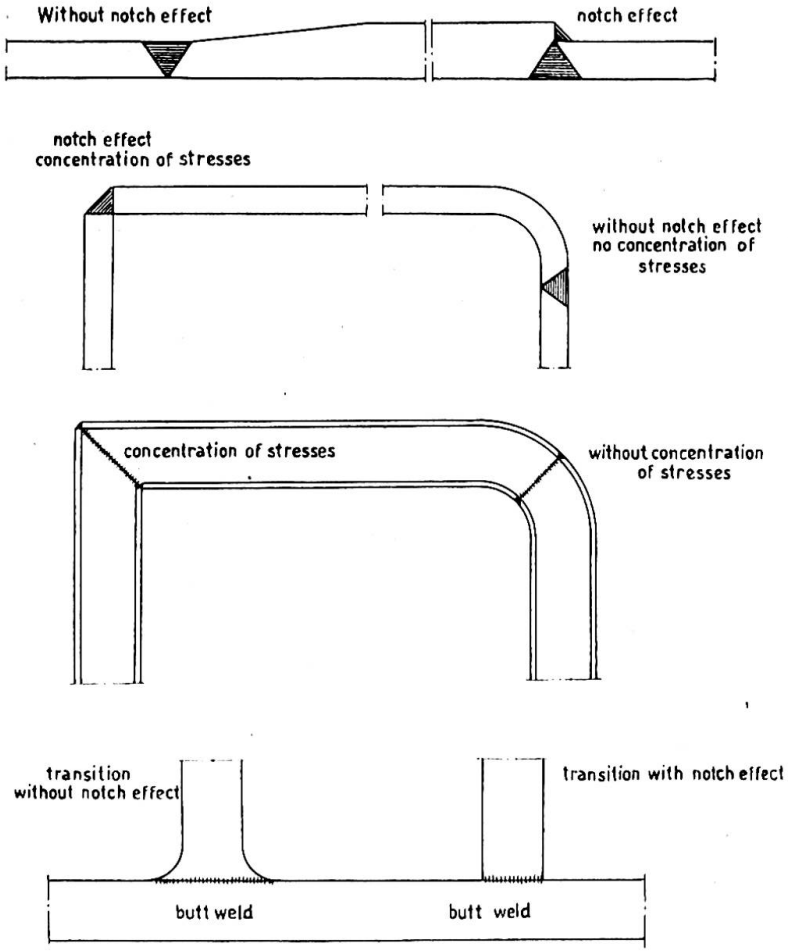


Fig. 5

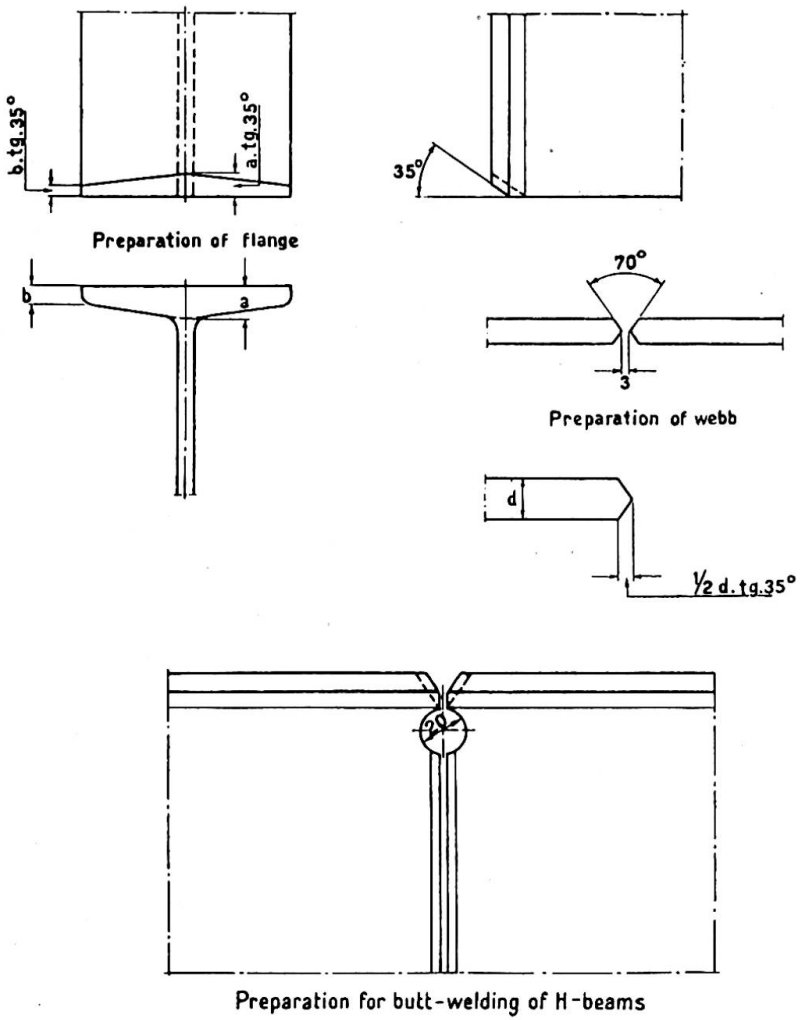
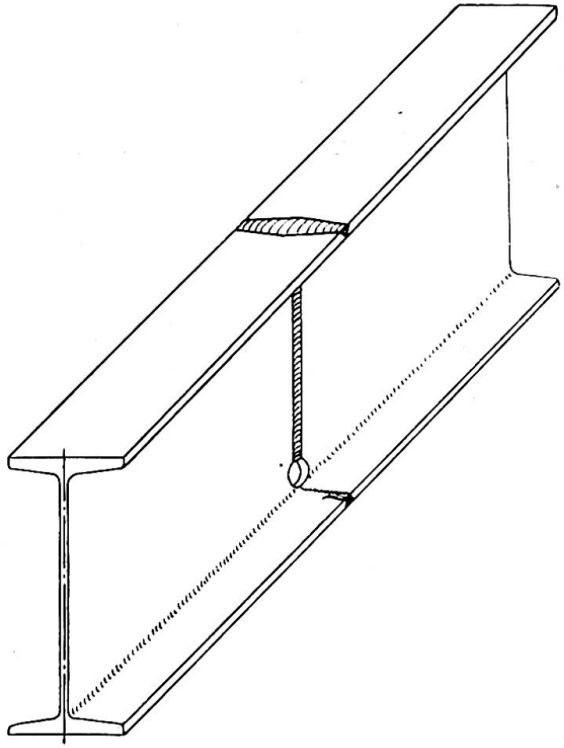


Fig. 6



Welded Butt Joint H-beam

Fig. 7

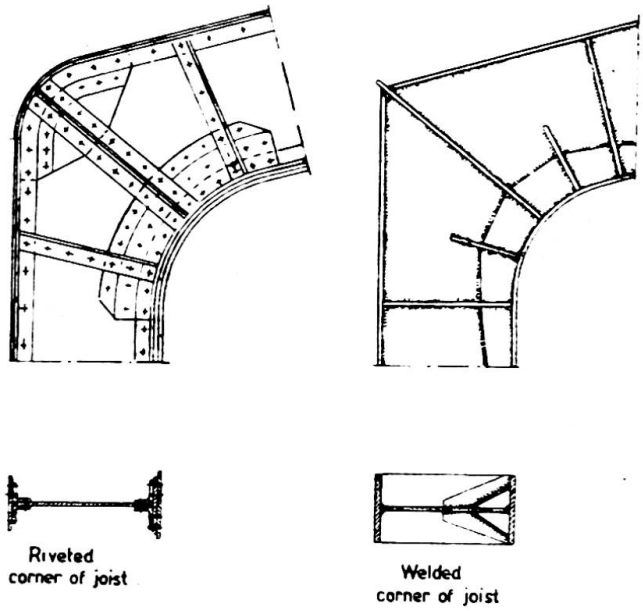


Fig. 8

have a knowledge of the different types of electrodes used for welding several specimens of steel, but they need also the necessary knowledge about what combination of diameters can be used for different types of joints. It is impossible within the scope of this paper to handle more details of this subject.

In this paper attention may be drawn to the rather new idea of the combination of riveting and welding. It is well known, of course, that riveting and welding should never be combined in one structure to carry together one load. Furthermore it is well known that the framework type of construction is not suitable for welding. On the other hand, it is necessary to know that field welding very often causes not only difficulties but also unsatisfactory welding results. Attention is therefore drawn to framework construction and design with welded frame-girders and riveted trussed joist-plates. Fig. 9 outlines an example of this form of construction. A railway bridge in the Netherlands was built on this system in 1943.

Many more samples of satisfactory designs for welded structures might be given, but it is impossible in the scope of this paper to go into more details of this subject.

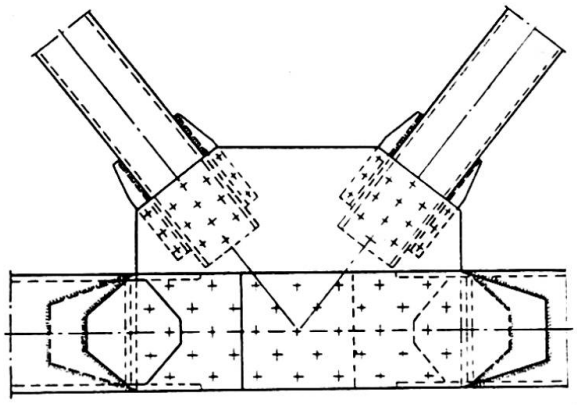


Fig. 9. Detail of trussed girder. Welded box-girders; riveted field connections

Co-operation between designer and the welding-shop manager

As already mentioned, the greatest difficulty for the constructional engineer and the designer is to free themselves from thinking in terms of riveted construction and to switch over to real welded construction.

As the workshop in almost all factories is a good deal ahead in welding technique and they often have to change the designs and drawings, it is of the greatest importance that the constructional engineer and the designer build up close co-operation with the welding-shop manager. Very satisfactory results and great enthusiasm for welded construction have come from the co-operation of the constructional engineer and the workshop manager.

When a new subject or structure has to be built or designed for welding, there is only one way to achieve satisfactory results. Make a model out of wood or cardboard so that its parts can be dismantled and can be shaped in an easy way. In building up the structure in this way, exchanging opinions and discussing things such as the sequence of welding, the possibility of shrinkage, the avoidance of notch-effects and the unnecessary concentration of stresses, will lead to a welded construction that shows satisfactory results in a technical as well as in an economical way.

Efficiency of welding—Wasting of electrodes

It is very common in workshops for stub-ends of electrodes, 6 to 8 cm. long, to be thrown away by the welders.

Hardly any one realises how much money is thrown away in stub-ends of electrodes. This may be illustrated by a simple example.

If we take for example, a country with a consumption of 200,000,000 electrodes a year for welding jobs all over the country, it is possible to calculate from this figure interesting things. If every welder throws away from these 200,000,000 electrodes only *one centimetre more than necessary*, there is thrown away a total of 200,000,000 centimetres; that means 2,000 kilometres of electrode-lengths, or if calculated in electrodes with an average length of 40 cm. per electrode, this means a waste of 5,000,000 electrodes a year. Calculating an average price of 5 cents per electrode this is an expense of 250,000 Dutch guilders (£25,000). This very high figure for waste is calculated on stub-ends that have *only one centimetre too much.* What can be said of the stub-ends from 6 to 8 centimetres in length found in almost every workshop?

Summary

Special attention is drawn to the fact that there is a great lack of knowledge about welding and welding technique among constructional engineers and designers. Many of the serious failures with welded constructions are caused by unsatisfactory design of the construction.

The waste of electrodes is far greater than directors, managers and welders realise.

Résumé

L'auteur attire particulièrement l'attention sur les graves lacunes que l'on constate chez les ingénieurs et les constructeurs en matière de connaissances sur la technique du soudage. De nombreux accidents graves qui sont survenus à des constructions soudées sont dûs à une conception inadéquate.

L'usure des électrodes est beaucoup plus importante que les services de direction, les entrepreneurs et les soudeurs ne le pensent.

Zusammenfassung

Der Verfasser macht besonders darauf aufmerksam, dass bei den Ingenieuren und Konstrukteuren ein grosser Mangel an Kenntnissen über Schweissung und Schweisstechnik vorhanden ist. Der Grund vieler grosser Schadenfälle bei geschweissten Konstruktionen liegt in ihrer unbefriedigenden konstruktiven Durchbildung.

Der Verlust von Elektroden ist viel grösser als Direktoren, Unternehmer und Schweisser sich vorstellen.

BI 2

The testing of end fillet welds

L'examen de soudures angulaires frontales

Die Prüfung von elektrisch geschweissten Stirnkehlnähten

IR. W. J. VAN DER EB
Research Engineer, T.N.O., Delft, Holland

INTRODUCTION

The tests were planned in such a way that a large series of end fillet welds are loaded till rupture by a force working at a predetermined angle α with the narrowest cross-section of the weld, in this paper called "neck section." Adjusting the apparatus it is possible to vary this angle α to obtain various combinations of stresses. The testing apparatus designed for this purpose is an improved construction of the apparatus already employed by C. D. Jenssen and Prof. Ir. N. C. Kist. The aim was to construct an apparatus of such a kind that in the first place the test pieces can be changed in as easy a manner as possible, while in the second place the largest possible range of stress combinations is obtainable. These stress combinations may be divided into three main categories:

(1) A predominantly tensile component combined with a smaller shearing component (fig. I^a).
(2) A predominantly shearing component combined with a smaller tensile or compression component (fig. I^b).
(3) A predominantly compression component with a smaller shearing component (fig. I^c).

The apparatus designed by Engrs. Zwart and Louw is shown in principle in figs. 1 and 2. It will be seen that the apparatus and the action of the forces exerted upon it are based on the principle of "yielding of the end fillet weld." This yielding is soon achieved in a very expeditious manner by the presence of a sharp notch in the end fillet weld. When the triangle forming the weld yields at every part the force K acting upon that triangle can be conceived in a simple manner as a force passing through the axis of the neck section, so that the whole system thus becomes statically determinate. The magnitude and direction of the force K are defined by the variable distance a, the dimensions of the instrument and the magnitude of the force P exerted on the compression machine and indicated on the dial of the manometer. The

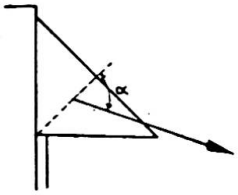


Fig. I

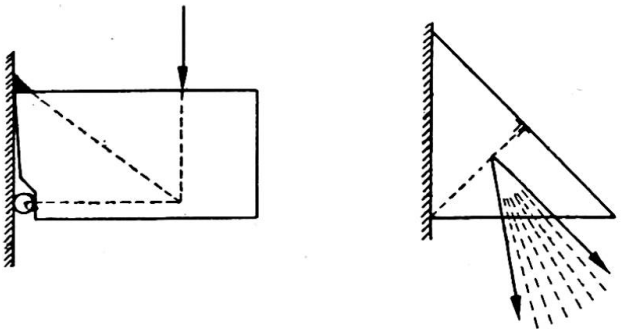


Fig. I[a]

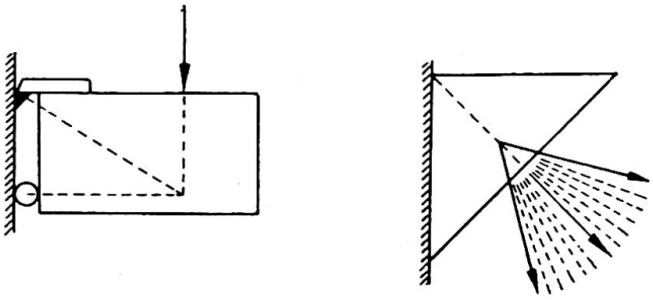


Fig. I[b]

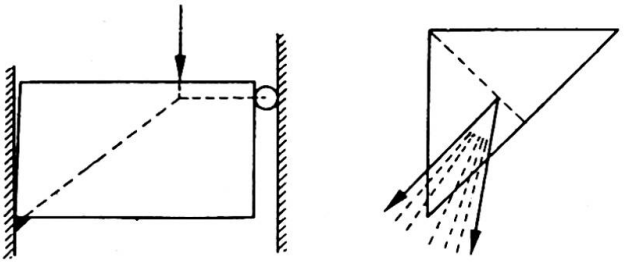


Fig. I[c]

variable distance a also serves for varying the angle α. Readings were taken of the applied forces and of the degree of deformation, by means of dial gauges shown in figs. 3 and 4. These dial gauges operate on a steel rule that is rigidly fixed on block A to which force P is applied.

The purpose of the deformation measurement was to find a definite yield point of the end fillet weld if such a yield point exists. Figs. 3 and 4 also show the situation during test, carried out with the aid of the pulsator in the Metallographic Laboratory of Prof. Brandsma in Delft.

A measuring process was exerted whereby the force P increases at a uniform rate, the dial gauges being read while P attained certain predetermined ascending values up to rupture. The lines of deformation as a function of the stress were plotted graphically in each case. It was not found possible to establish a distinct yield point

such as is found in the case of a linear stress condition with unobstructed elongation. It was noticed that in certain ranges near the point of rupture there was no longer a linear relation between stress and strain.

Fig. 5 shows the result of the rupture stresses, measured with respect to the neck section, plotted in a polar diagram. It will be seen that at some places the amount of dispersion in the results is considerable. Fig. 6 also shows the average result of all the readings.

The test showed, furthermore, that the neck section cannot in general be regarded

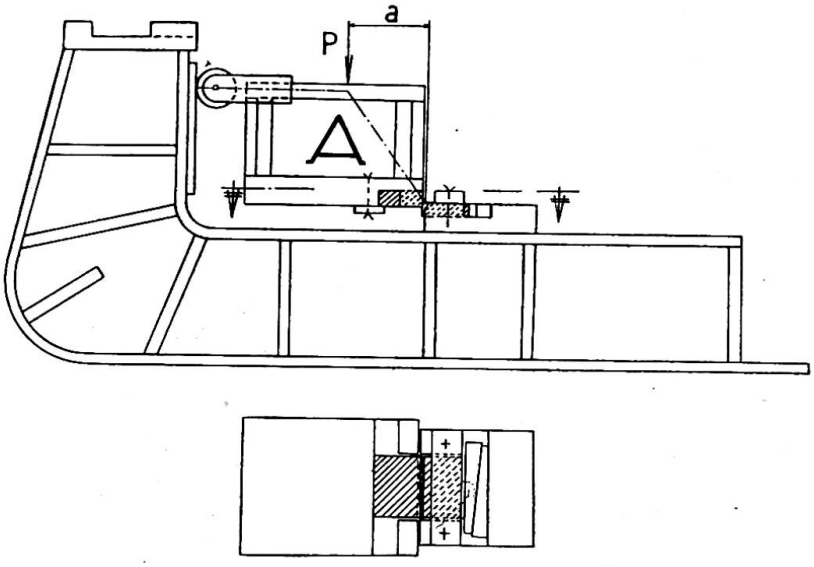


Fig. 1

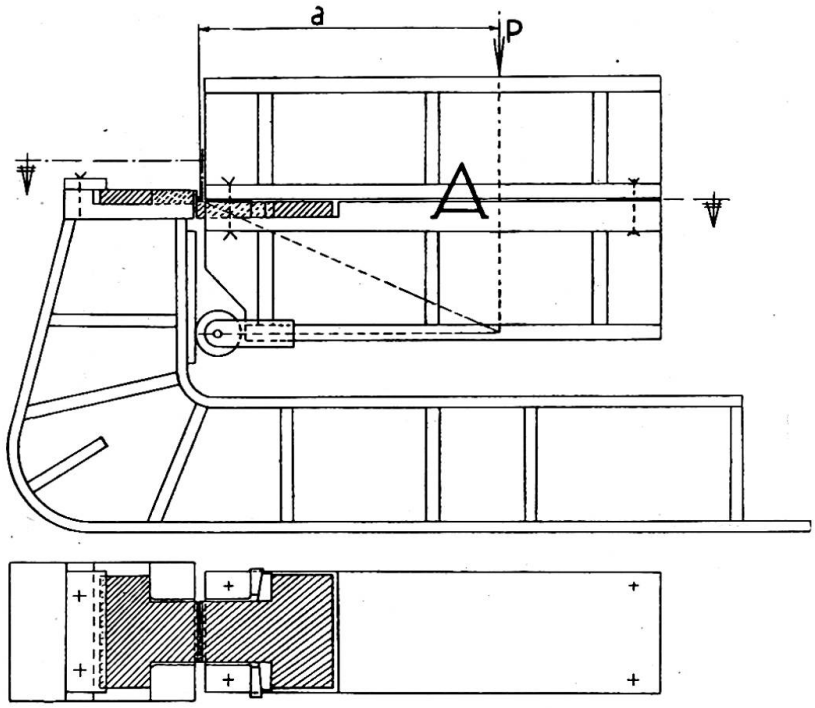


Fig. 2

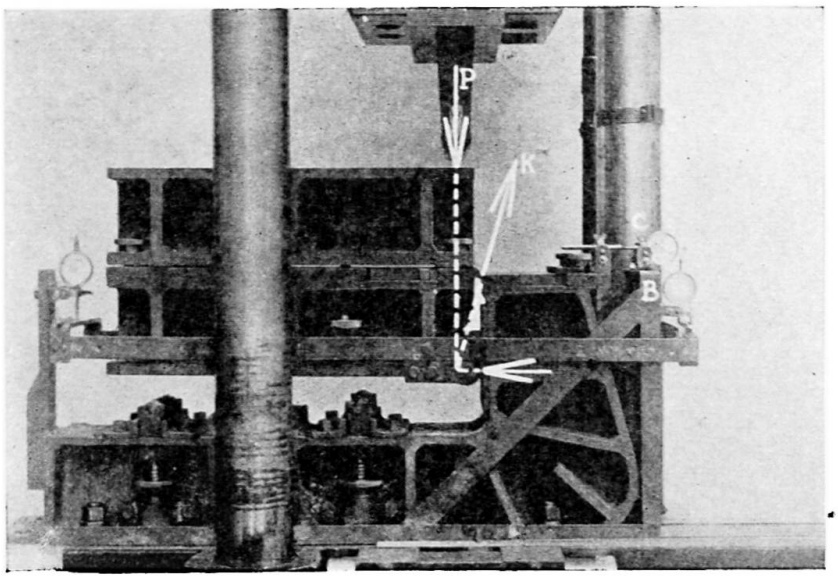


Fig. 3

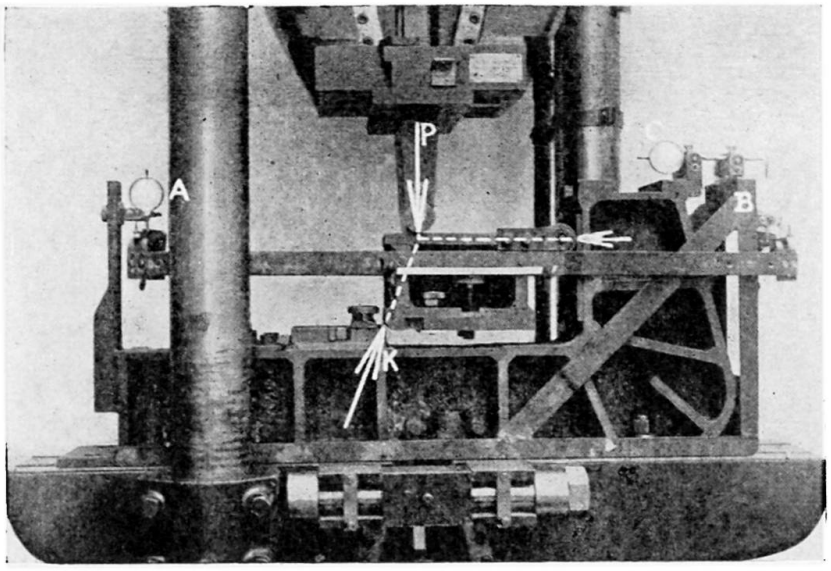


Fig. 4

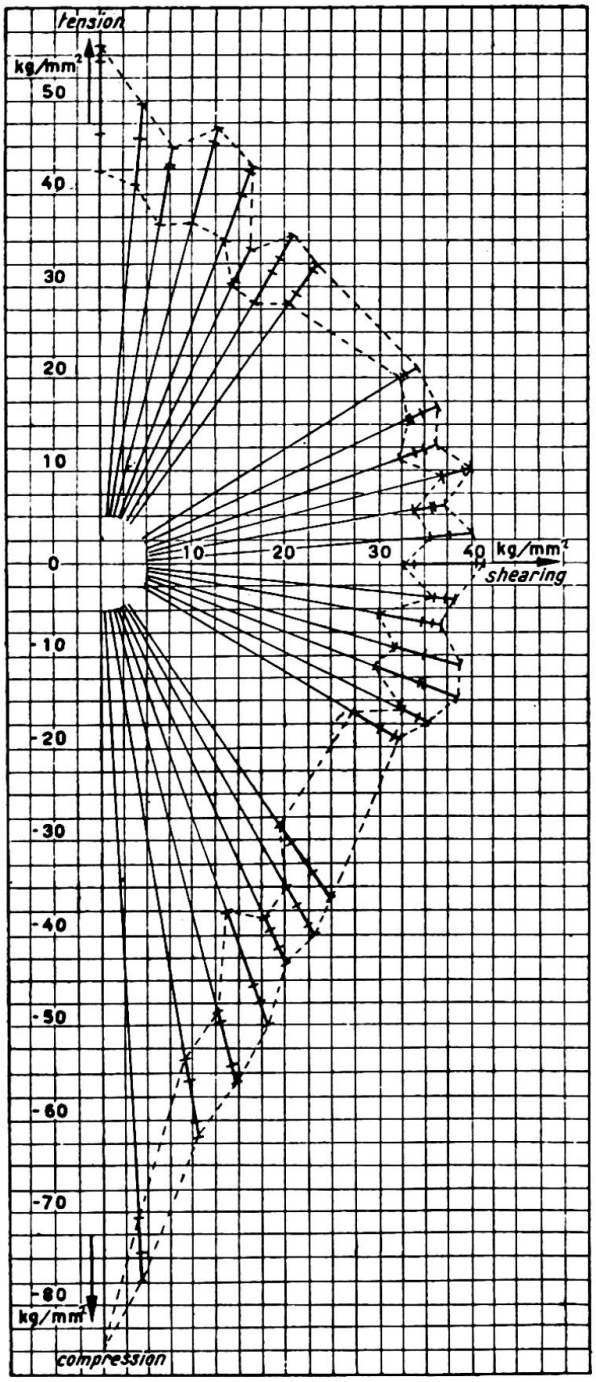

tension
kg/mm²
50
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
-80
kg/mm²
compression
10
20
30
40 kg/mm²
shearing

Fig. 5

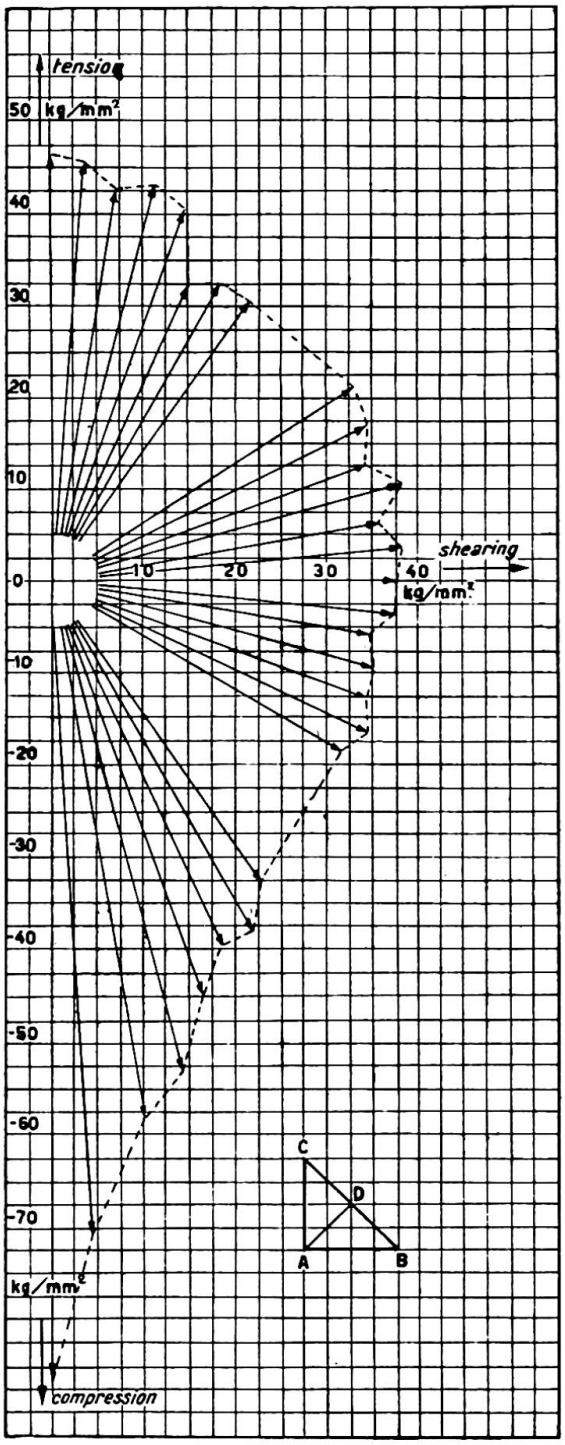

tension
50 kg/mm²
40
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
-70
kg/mm²
compression
10
20
30
40
kg/mm²
shearing
C
D
A
B

Fig. 6

as identical with the fracture section in every case; on the contrary this occurred only a few times.

Fig. 7 shows the relation between the angle of fracture β and the angle of force α,

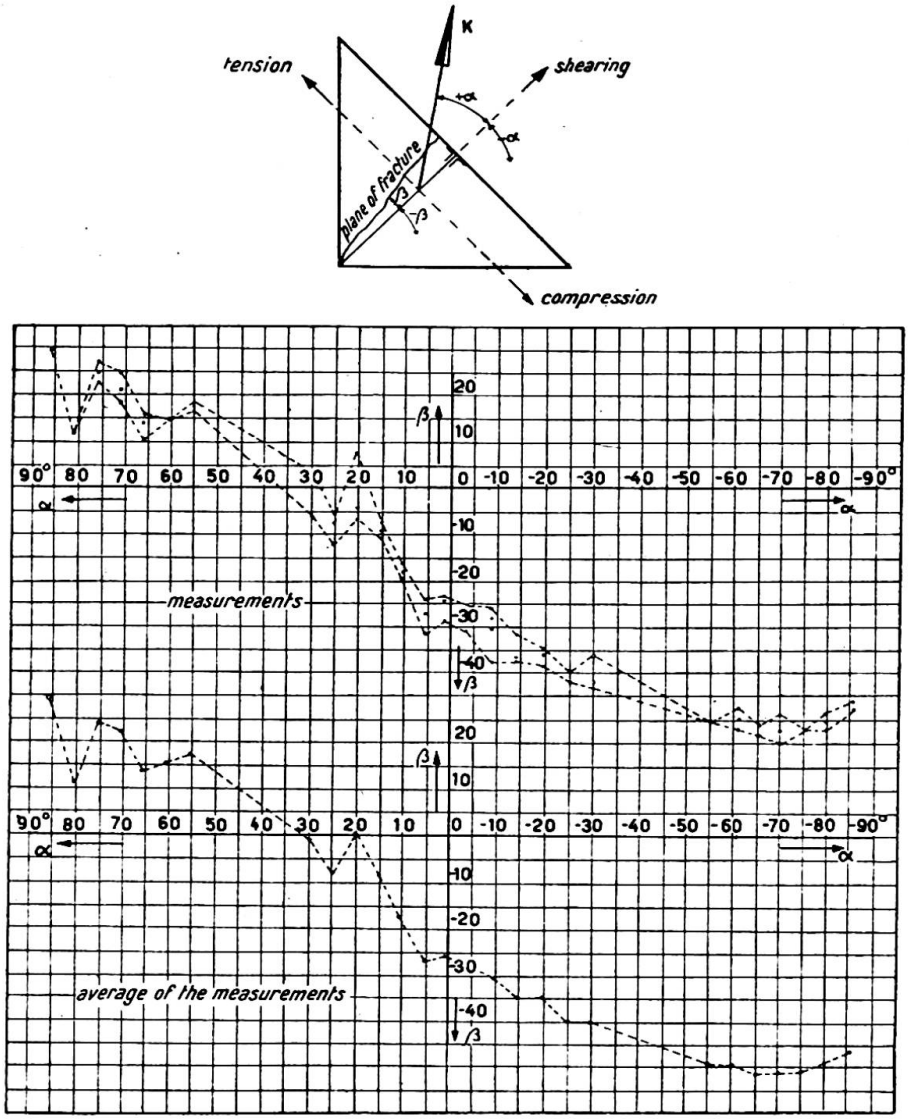


Fig. 7

whilst fig. 8 gives the same concerning the angle γ between the plane of fracture and the direction of force to the angle of force α.

THEORY OF THE FORMATION OF CRACKS

The most striking result obtained was the ratio between the rupture stresses in the case of pure tensile stress in comparison with those occurring in the case of pure shearing stress. This ratio showed a considerable deviation from the expected value of 1·67. For in the case under consideration, the ratio $\frac{\sigma_{tensile\ stress}}{\sigma_{shearing\ stress}}$ had a value of 1·24. This value again strongly supported the fracture hypothesis of Mariotte-

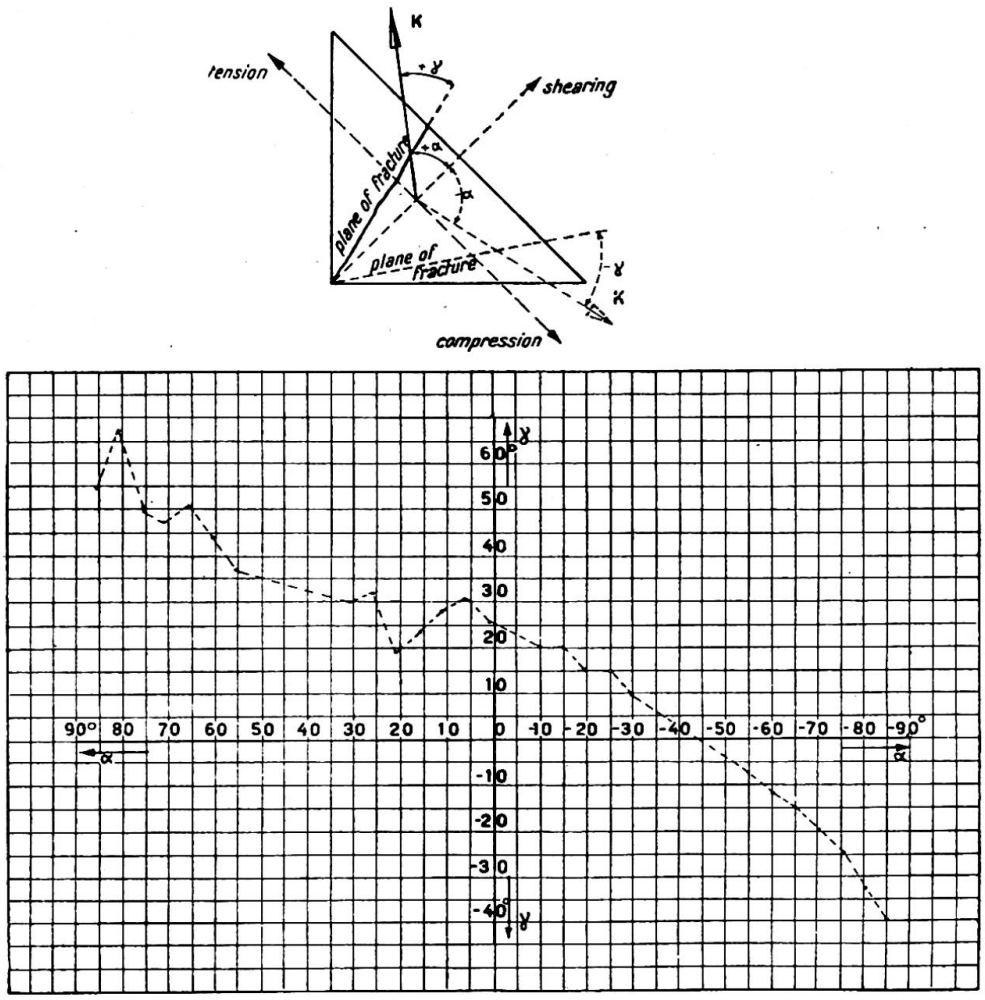


Fig. 8

Poncelet which had long been rejected. In view of the fact that the Fracture Research Committee (and particularly Prof. Dr. Ir. F. K. Th. van Iterson) are inclined on the strength of numerous experiments to reinstate this former theory, it seems reasonable to apply this old theory in the present case on the basis of the established ratio of 1·24.

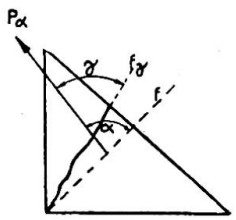


Fig. 9

The only assumption made is a uniform distribution of stress over the section (see fig. 9).

Applying the hypothesis of Poncelet, which is formulated thus:

$$\rho_i = \rho_x - m\,(\rho_y + \rho_z)$$

we find after substituting this in the case of plane stress condition:

$$\rho_i = \sigma_\alpha \cos(\alpha - \gamma_1)\left[\frac{1-m}{2}\sin\gamma_1 + \frac{1+m}{2}\sqrt{1+3\cos^2\gamma_1}\right]$$

or

$$\sigma_\alpha = \frac{\rho_i}{\cos(\alpha-\gamma_1)\left[\frac{1-m}{2}\sin\gamma_1 + \frac{1+m}{2}\sqrt{1+3\cos^2\gamma_1}\right]} = \Phi_1 \rho_i$$

This latter relation is valid for the fibres at the two ends of the weld fillet. The

fibres in the middle part are more predominantly subjected to a plane *deformation condition.*

According to the mathematical theory of elasticity, the stress in the z direction is given by the formula:

$$\sigma_z = m\,(\sigma_x + \sigma_y)$$

Introducing this third stress condition gives:

$$\rho_i = \sigma_\alpha \cos(\alpha - \gamma_2) \cdot \left[\frac{1-m-2m^2}{2} \sin\gamma_2 + \frac{1+m}{2} \sqrt{1+3\cos^2\gamma_2}\right]$$

or

$$\sigma_\alpha = \frac{\rho_i}{\cos(\alpha-\gamma_2)\left[\frac{1-m-2m^2}{2}\sin\gamma_2 + \frac{1+m}{2}\sqrt{1+3\cos^2\gamma_2}\right]} \Phi_2 \rho_i$$

In the values Φ_1 and Φ_2, the value γ is still unknown. This value must, of course, be determined in such a way that σ_α is a minimum. In view of the transcendent relationships it proves best to apply the method of trial and error. In varying the value of m, the closest possible correspondence with the ratio $\frac{\sigma_{tensile\ stress}}{\sigma_{shearing\ stress}}$ found by the tests is obtained.

The ultimate result is shown in the following tables.

Condition of plane stress (fibres at ends of the fillet) $m_1 = 0{\cdot}22$

α	0°	+15°	+30°	+45°	+60°	+75°	+90°
γ_1	+10°	+20°	+27½°	+35°	+45°	+55°	+70°
Φ_1	0·798	0·773	0·771	0·793	0·836	0·902	0·989

Condition of plane deformation (fibres in middle part) $m_2 = 0{\cdot}18$

α	0°	+15°	+30°	+45°	+60°	+75°	+90°
γ_2	+10°	+20°	+27½°	+35°	+45°	+55°	+70°
Φ_2	0·824	0·799	0·797	0·819	0·863	0·932	1·022

The values found for γ_1 and γ_2 have been rounded off. It will be seen from these numerical data that rupture tends to begin at the two ends of the fillet, where plane stress condition rules. In figs. 10 and 11 the result is plotted in comparison with the results of measurement and it is established that, *in the region of tensile stress*, there is a surprising agreement between theory and practice.

In the region of compressive stress these values show larger deviations, beginning at about the region of pure shearing stress, mainly concerning the angle of rupture.

The series of tests described was supplemented afterwards by four series of similar tests carried out on ten test pieces of the form shown in the sketches below.

Half the number of test pieces in the welding series A and B were finished as accurately as possible to the prescribed size, while the other half were left unfinished. Thus, the test pieces Aa–Ae and Ba–Be were left unfinished, whilst the test pieces Af–Ak and Bf–Bk were finished as accurately as possible. However, before the test pieces were loaded until rupture, the dimensions of the neck sections were measured as accurately as possible. The results of the tests are given in the following tables.

The calculated oblique stresses σ_α, found by dividing the observed breaking force by the area of the neck section, are given by: P/f_t. These latter stresses are averaged arithmetically.

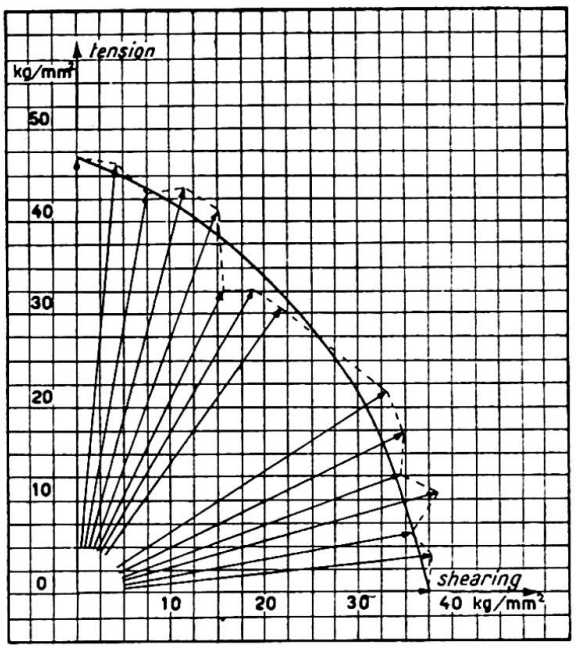


Fig. 10

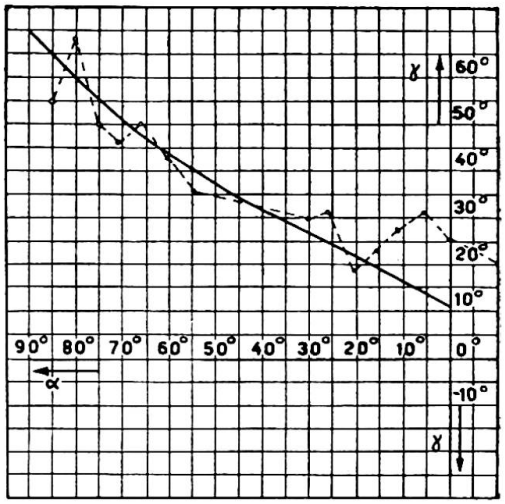
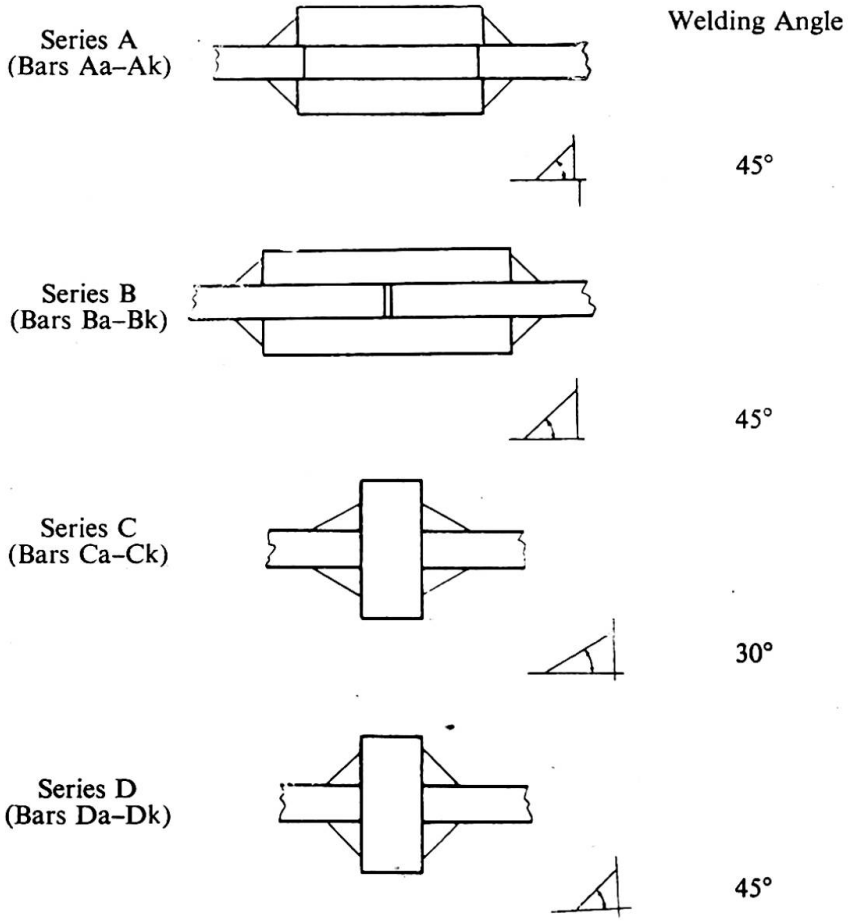
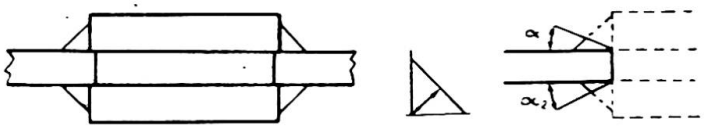


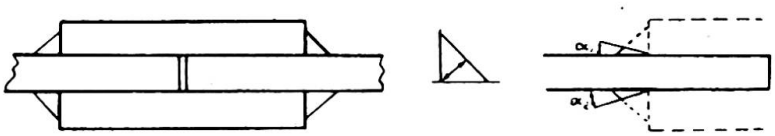
Fig. 11





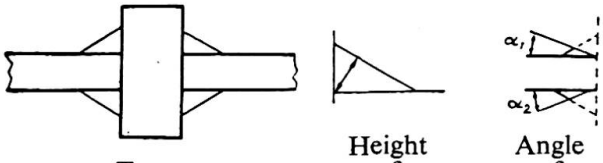
Type — Height of Weld — Angle of fracture

Type A		Of the two neck sections: Average height of weld in mm.	Width in mm.	Total area f_t	P Rupture force in metric tons	σ_a in kg./mm.²	Angle of fracture α_1	Angle of fracture α_2
unfinished	Aa	~8·8	83·9	1476·6	36·5	24·71	33°	36°
	Ab	~9·0	85·9	1546·2	35·7	23·08	36°	—
	Ac	~4·8	79·6	764·2	25·8	33·76	43°	40°
	Ad	~8·2	76·8	1259·5	33·6	26·67	73°	36°
	Ae	~7·5	84·8	1272·0	41·7	32·78	27°	30°
				Average value:		28·2		
finished	Af	4·2	77·6	651·84	24·6	37·73	34°	36°
	Ag	3·8	79·6	604·96	29·6	48·92	28°	23°
	Ah	4·2	79·6	668·64	26·9	40·23	39°	—
	Aj	4·2	85·9	721·56	32·2	44·62	40°	—
	Ak	3·9	86·1	671·58	33·1	49·28	45°	—
				Average value:		44·16		



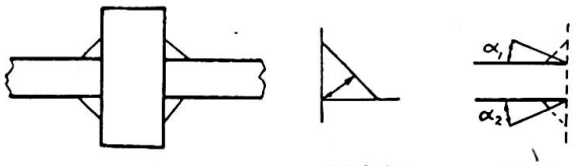
Type — Height of weld — Angle of fracture

Type B		Of the two neck sections: Average height of weld in mm.	Width in mm.	Total area f_t	P Rupture force in metric tons	σ_a in kg./mm.²	Angle of fracture α_1	Angle of fracture α_2
unfinished	Ba	~7·0	82·9	1160·6	49·7	42·82	36°	30°
	Bb	~7·0	80·1	1121·4	54·5	48·59	73°	—
	Bc	~7·0	83·1	1163·4	50·0	42·97	30°	—
	Bd	~4·2	84·5	709·8	44·5	62·69	32°	36°
	Be	~6·0	84·1	1009·2	52·5	52·02	33°	—
				Average value:		49·82		
finished	Bf	3·8	84·6	642·96	46·5	73·32	31°	31°
	Bg	3·7	84·8	627·52	45·0	71·71	43°	19°
	Bh	3·8	84·4	641·44	46·7	72·80	21°	26°
	Bj	4·0	82·1	656·80	42·0	63·94	28°	27°
	Bk	3·4	85·8	583·44	46·0	78·84	17°	43°
				Average value:		71·92		



Type — Height of weld — Angle of fracture

Type C		Of the two neck sections: Average height of weld in mm.	Width in mm.	Total area f_t	P Rupture force in metric tons	σ_a in kg./mm.^{2}	Angle of fracture: α_1	α_2
finished	Ca	3·8	77·2	586·7	38·7	65·96	32°	35°
	Cb	4·0	81·0	648·0	35·5	54·79	37°	40°
	Cc	4·0	78·6	628·8	36·0	57·25	34°	42°
	Cd	3·9	73·8	575·6	32·2	55·94	40°	42°
	Ce	3·8	79·9	607·2	36·2	59·61	40°	38°
	Cf	4·2	75·1	630·8	37·6	59·60	38°	45°
	Cg	4·1	76·1	624·0	31·2	49·99	30°	25°
	Ch	4·0	74·8	598·4	35·4	59·15	33°	42°
	Cj	4·1	81·0	664·2	34·7	52·24	36°	20°
	Ck	3·8	77·0	585·2	33·7	57·58	28°	20°
				Average value:		57·2		



Type — Height of weld — Angle of fracture

Type D		Of the two neck sections: Average height of weld in mm.	Width in mm.	Total area f_t	P Rupture force in metric tons	σ_a in kg./mm.^{2}	Angle of fracture: α_1	α_2
unfinished	Da	~5·2	83·2	865·3	38·1	44·03	33°	27°
finished	Db	3·8	80·7	613·3	30·5	49·73	20°	20°
	Dc	4·2	76·5	642·6	28·7	44·66	23°	29°
	Dd	3·9	80·7	629·5	32·7	51·94	36°	28°
	De	4·0	77·9	623·2	31·6	50·70	25°	27°
	Df	4·0	79·6	636·8	31·4	49·30	30°	35°
	Dg	4·0	81·5	652·0	30·0	46·01	36°	23°
	Dh	4·0	80·0	640·0	28·0	43·75	24°	33°
	Dj	3·9	76·3	595·1	33·8	56·79	29°	29°
	Dk	3·9	80·8	630·2	31·8	50·45	39°	28°
				Average value:		48·74		

The results of series A and B are notable. The unfinished test pieces, having a larger neck section than the finished specimens, show definitely lower rupture stresses than the finished specimens with smaller neck sections. This can only be due to unequal distribution of stress in the end fillet weld. It could not have been due to the finishing of the test pieces, as the finished test piece Bd, which happened to turn out somewhat small, likewise shows a conspicuously high average rupture stress in comparison with the other finished specimens.

This peculiarity may be accounted for as follows. Under the given condition of stress, an end fillet weld, in the case of a very small neck section, can be represented in a simplified scheme outlined below (fig. 12).

A somewhat thicker weld may be represented by fig. 13 and a still thicker one by fig. 14.

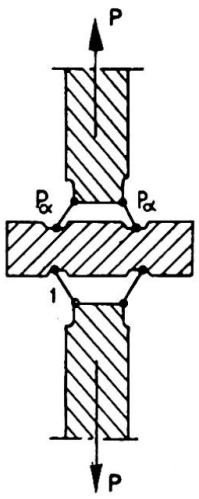


Fig. 12

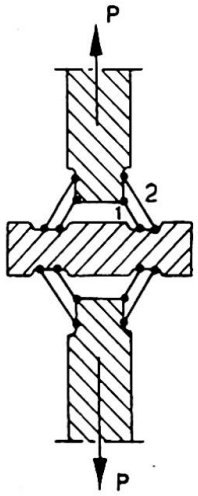


Fig. 13

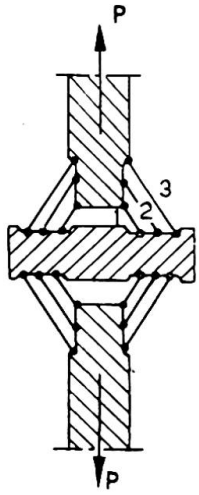


Fig. 14

It is assumed that a small portion of the material in the adjoining sections will yield with the rest. The non-yielding parts of these adjoining sections may then be regarded as having $\sim$ rigidity.

Lastly fig. 15 gives the $\sigma-\epsilon$ diagram for material that is prevented from contracting crosswise.

Considering fig. 12 the force P will now be resolved into the two components P_α whereby bars 1 are subjected after yielding to a pure, uniformly distributed normal stress. At the moment of rupture there exists in these bars a rupture stress σ_p corresponding to the rupture elongation ϵ_1. This stress σ_p in bars 1 is correlated to the force P in the drawbench.

Considering the case in fig. 13, the moment again is reached at which the rupture stress σ_p (or the rupture elongation ϵ_p) exists. However, σ_p does not exist at that moment in bars 2. This is clear by the fact that on account of the bigger length of the bars 2 there is a considerably lower specific elongation in these bars (depending on the ratio of the lengths). When the specific elongation in bars 1 is again of the same value as in the previous case, viz. ϵ_1, its value in bars 2 is ϵ_2, corresponding to a stress $\sigma_{\alpha p}$. However, rupture is defined by bars 1, which crack at the moment when σ_p (or ϵ_1) is reached, as a result of which bars 2 suddenly become overstrained and likewise crack without causing any further increase of force in the drawing machine.

The force in the drawing machine being P in the first case causing an average

stress σ_p, this will be in the second case $P+\alpha P$, (where $\alpha<1$), resulting in an average stress $\sigma_{average}=\frac{1+\alpha}{2}\sigma_p$, which is smaller than σ_p. Reasoning analogously for the case given in fig. 14, the average stress value is found to be:

$$\sigma_{average}=\frac{1+\alpha+\beta}{3}\sigma_p<\frac{1+\alpha}{2}\sigma_p<\sigma_p$$

in which $\beta<\alpha<1$. In this way the simplified scheme clearly shows that there cannot be a uniformly distributed stress in the cross-section at the moment of rupture. It also appears that the *elongation* at rupture must be a decisive factor, a fact which again supports the rupture hypothesis of Mariotte-Poncelet in this case of stress.

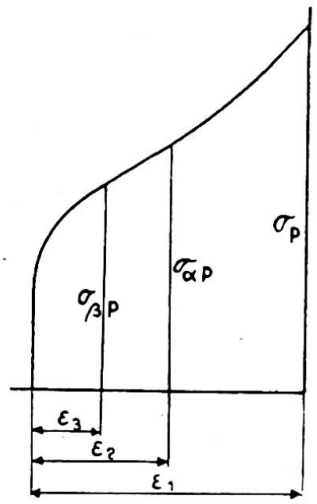


Fig. 15

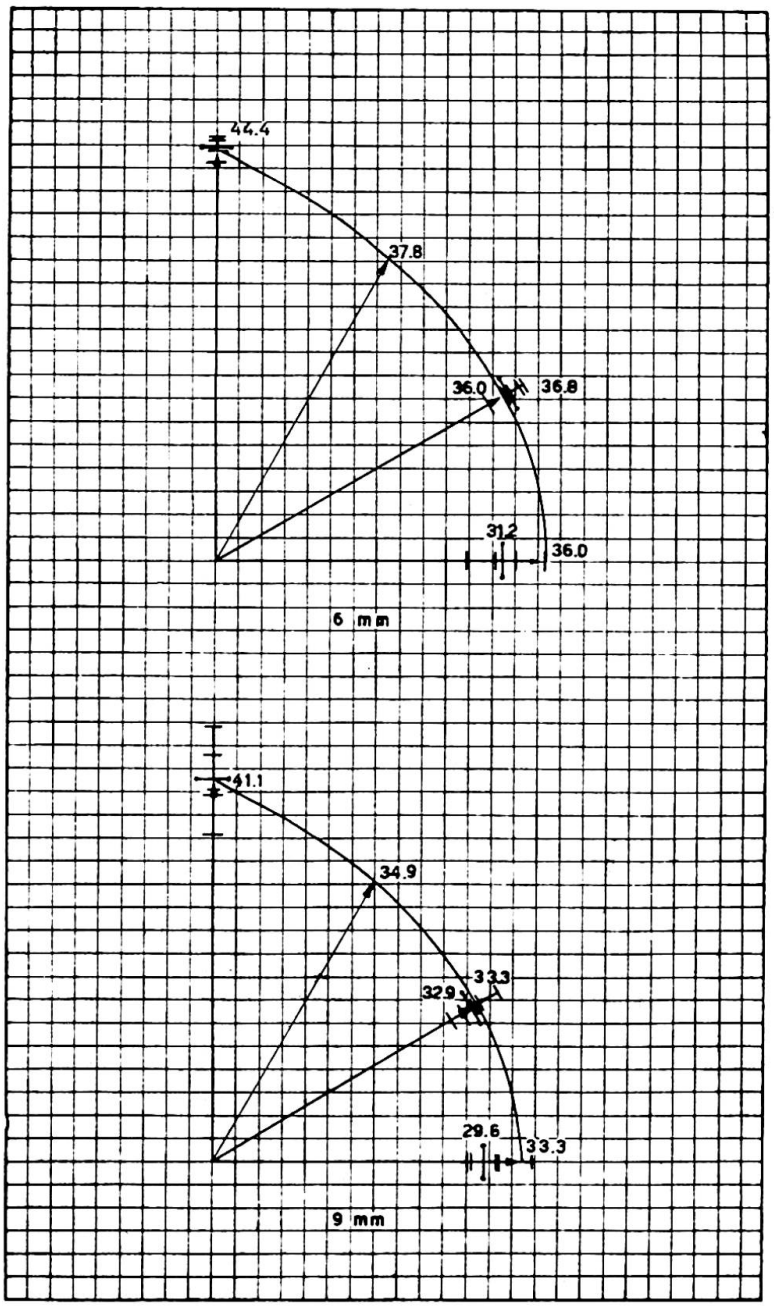


Fig. 16(a)

As a consequence of the test results of the second series of test pieces, which showed a diminution in rupture stress measured on the neck section of the weld, a third series of tests on end fillet welds followed, for which purpose the original installation first described was used. The object in view in this third series was to ascertain the effect of the weld height on the average rupture stress under various stress conditions to which the weld may be subjected. Altogether 45 test pieces were provided for this test series, 15 of which were used for each of the following cases of elasticity:

(1) pure tensile stress,
(2) pure shearing stress,
(3) a combination of tensile and shearing stress

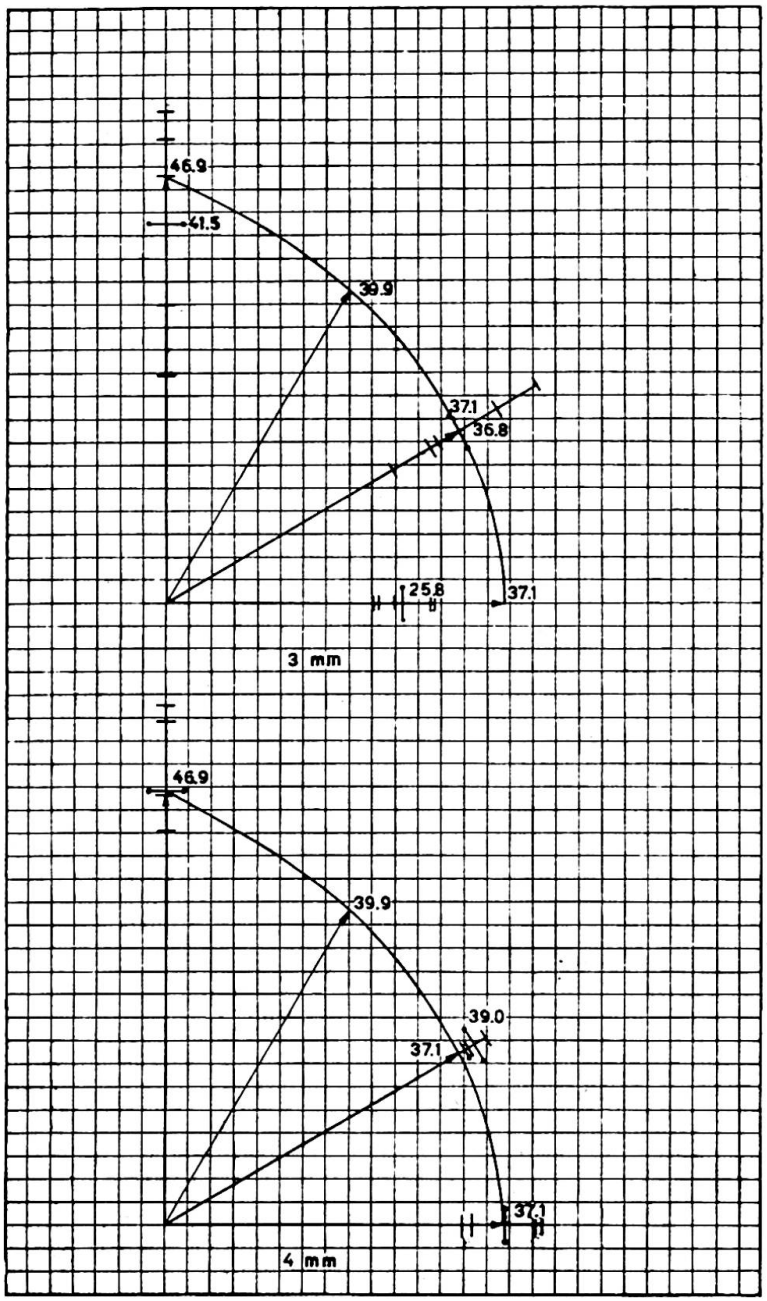


Fig. 16(b)

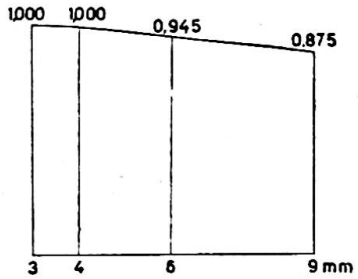


Fig. 17

in which the line of force shows a deviation of 30° from the pure shearing position. In each of these cases the 15 test pieces used consisted of groups having a height of 3 mm., 6 mm. and 9 mm. respectively.

The test results are given in the accompaning polar diagrams, in which the average results are indicated by ●—● and the test results by a cross-line (figs. 16(*a*) and 16(*b*)).

For the sake of brevity reference is made to these diagrams.

With the exception of the test results of the test pieces having 3 mm. weld height, which show very wide dispersions, the same tendency is observable in every case, viz. that the average results for pure shearing stress are considerably higher than would be expected according to the rupture hypothesis of Huber-Hencky.

The wide divergencies found in the case of the 3-mm. welds are not surprising, as errors in welding manifest themselves to a much greater extent in these small thicknesses.

It is again found in these cases that the rupture hypothesis of Mariotte-Poncelet is the one that gives the closest accordance with the test results.

Also reproduced in the diagrams are the ideal characteristics on the basis of the rupture theory of Mariotte-Poncelet, those for 3 mm. and 4 mm. having been smoothed out. From these characteristics the average reduction factor as a function of the weld height may be concluded to be as shown in the following graph. The curve in the region under consideration is found to be almost linear (fig. 17).

Summary

This article deals with the investigation of the static strength of end fillet welds under various conditions of stress. A large number of test pieces were subjected to tensile or to compressive stress, in such a way that the direction of action of the applied force showed a varying angle α with the normal to the narrow part of the cross-section of the weld. This was achieved by means of a testing apparatus specially designed for the purpose.

Furthermore, the effect produced by different weld heights was also examined on the same apparatus.

Similar tests in completion of this series were carried out on end fillet welds of various forms occurring in practice.

From the entire series of tests it is evident that the rupture hypothesis which corresponds most closely with the test results in regard to both breaking strength as well as angle of rupture is the rupture hypothesis of Poncelet which has long been abandoned. This result is fully in accordance with the conclusion of Prof. van Iterson, who arrived at his results on the basis of other tests.

In addition it is found that the average rupture strength diminishes as the weld height increases. This latter phenomenon can be proved theoretically.

In these experiments special emphasis was laid on the question of the divergency of the test results; accordingly a large number of test pieces were subjected to test.

Résumé

L'auteur expose des essais de résistance statique de soudures angulaires frontales, sous différentes conditions de charge. Un grand nombre de pièces a été soumis suivant le cas, à un effort de traction ou de compression dont la direction forme un angle α avec la normale à la coupe transversale de la partie étroite de la soudure. On a utilisé ici un appareil d'essai spécialement conçu.

On a ensuite étudié sur le même appareil l'influence de différentes épaisseurs de soudure.

Cette série d'essais a été enfin complétée par l'examen de quelques formes de soudures angulaires frontales qui se présentent en pratique.

Cette série d'essais a démontré qu'entre les diverses hypothèses de rupture, celle de Poncelet, considérée depuis longtemps comme démodée, correspond le mieux aux résultats des essais, tant pour l'angle de rupture que pour la charge de rupture. Cette conclusion s'accorde tout-à-fait avec les faits constatés par le professeur van Iterson d'après des résultats obtenus dans d'autres essais.

En outre, il a été constaté que la charge de rupture diminue lorsque l'on augmente l'épaisseur de la soudure. Il est possible de donner une explication théorique de ce dernier phénomène.

Au cours des essais, on a fait porter particulièrement l'attention sur la divergence des résultats obtenus; c'est pourquoi on avait préparé un grand nombre d'eprouvettes.

Zusammenfassung

In der vorstehenden Abhandlung wird die statische Festigkeit von elektrisch geschweissten Stirnkehlnähten unter verschiedenen Beanspruchungsverhältnissen untersucht. Eine grosse Anzahl Probestücke wurde einer Zug- resp. Druckkraft unterworfen, derart, dass deren Wirkungslinie mit der Normalen zum engsten Schnitt der Schweissnaht einen variablen Winkel α bildete. Dies wurde mittels eines speziell hierfür entworfenen Prüfungsapparates erreicht.

Ferner wurde auf demselben Apparat der Einfluss verschiedener Schweissnahtdicken untersucht. Schliesslich wurde die Prüfungsserie mit einer Reihe in der Praxis vorkommender Stirnkehlnaht-Typen abgeschlossen.

Aus der ganzen Prüfung ergab sich, dass die schon lange als veraltet betrachtete Bruchhypothese von Poncelet sowohl bezüglich Bruchfestigkeit als auch bezüglich Bruchwinkel am besten mit den Prüfungsergebnissen übereinstimmt. Dieses Resultat bestätigt die Beobachtungen Prof. van Itersons, der seine Feststellungen auf andere Versuche gründete.

Ferner zeigte sich, dass bei zunehmender Schweissnahtdicke die mittlere Bruchspannung abnimmt, was auch theoretisch bewiesen werden kann.

Bei diesen Versuchen wurde der Streuung der Prüfungsergebnisse besondere Beachtung geschenkt; demgemäss wurde eine grosse Anzahl Probestücke untersucht.

Supplementary note

About 1930 theories were developed by Prof. Ir. N. C. Kist, which have led to the calculation methods standardised in the Netherlands Standards N 657 and in N 1017.

Prof. Kist based his ideas on experimental results of C. J. Jensen and the results of his own experiments.

It was inevitable that certain simplifications formed the basis for his considerations. On many of these suppositions well founded critique could be passed.

Moreover, the way in which Prof. Kist applied the results of his own tests and those of C. J. Jensen gave rise to many objections.

These two facts were the reasons for carrying on and enlarging the work of Prof. Kist. Under the direction of Prof. Ir. C. G. J. Vreedenburgh, professor at the Technical University, Delft, the above described tests were done as an extension of the work already done in this field.

BI 2

Vorwärmungsmassnahmen bei der Schweissung von vollwandigen Stahlträgern im Brückenbau

Preliminary heating adopted when welding solid-web steel girders in bridge construction

Le chauffage préalable dans la soudure des poutres pleines des ponts métalliques

DIPL. ING. J. EREGA
Zagreb

ALLGEMEINES

Die Sicherheit der geschweissten Bauwerke hängt von vielen Umständen ab. Das allgemeine Streben, besonders nach den erfolgten Rückschlägen im geschweissten Brückenbau (und auch auf anderen Gebieten) geht dahin, dass man möglichst verformbare Verbindungen mit mässigen inneren Spannungen herzustellen versucht. Die mehrachsigen Spannungszustände sollen dabei möglichst vermieden werden und die geschweissten Bauwerke müssen über genügende plastische Reserven verfügen.

Zur Erreichung dieser Ziele stehen zur Zeit neben einer entsprechenden konstruktiven Ausbildung der Bauwerke auch die im besonderem Verfahren erschmolzenen Grundwerkstoffe, sowie verschiedene thermische Massnahmen während und nach der Herstellung derselben, zur Verfügung.[1, 2]

Die beachtlichen Vorteile der Vorwärmung [1, 3] sowie die anscheinende Möglichkeit freier Wahl der Vorwärmungstemperaturen den Stahleigenschaften entsprechend, führten zu der versuchsweisen Anwendung der Wärmemassnahmen auch im geschweissten Brückenbau.

Das Vorwärmen erfolgte entweder mit offener Flamme in der Werkstätte, oder wo es möglich war auch in Vorwärmungsöfen.[2]

Bei der Wahl höherer Vorwärmungstemperaturen wurden die Schweisser durch die ausstrahlende Wärme stark belästigt und auch de Güte ihrer Arbeit wurde dadurch beeinträchtigt. Ungleichmässige Erwärmung und Abkühlung der Stahlteile verschiedener Stärke und Abmessungen, führte noch im Laufe der Arbeit zu grossen zusätzlichen Beanspruchungen und teilweise auch zu unzulässigen Verwerfungen und Risseerscheinungen.

[1] Siehe Literaturverzeichnis am Ende des Beitrages.

Die praktischen Erfahrungen zeigten im Allgemeinen die verhältnissmässig grosse Empfindlichkeit der Wärmemassnahmen.[1] Infolgedessen blieb die Anwendung derselben im Brückenbau, trotz grosser Vorteile, auf vereinzelte Ausnahmen beschränkt.

Das Spannungsfrei- und das Normalglühen fanden im Brückenbau auch nur sehr beschränkte Anwendung.

Als leicht durchführbar haben sich bewährt: das pausenlose Schweissen, die Mehrlagenschweissung, die Anwendung stärkerer Elektrodendurchmesser und das Nachwärmen der einzelnen Schweissraupen.

Durch gleichzeitige Anwendung beider Verfahren, des Vor- und des Nachwärmens, lassen sich in Sonderfällen recht günstige Ergebnisse erzielen.

Beim pausenlosen Schweissen und bei der Anwendung von stärkeren Elektrodendurchmessern wird die "natürliche" Schweisswärme ausgenützt. Bei der Mehrlagenschweissung werden ausserdem noch die unteren Lagen durch die oberen ausgeglüht.[4]

Um die Vorteile der Wärmemassnahmen praktisch besser ausnützen zu können, bei gleichzeitiger Vermeidung der erwähnten Mängel, wurde seinerzeit von uns das Verfahren der "Zonen- und streifenweisen Vorwärmung" entwickelt und mit bestem Erfolge praktisch angewandt.[5, 6, 7, 8]

Das Wesentliche des Verfahrens besteht darin, dass man die Vorwärmungstemperatur begrenzter Konstruktionsbereiche nur so hoch wählt, dass die während der Arbeit entstehenden zusätzlichen Temperaturspannungen unterhalb der Streckgrenze bleiben und dass nach erfolgtem Temperaturausgleich (bezw. nach der Abkühlung) die verbundenen Konstruktionsteile spannungslos bleiben (abgesehen von den sogenannten "natürlichen Schweissspannungen").

Infolge der begrenzten praktisch möglichen Temperaturhöhe der Vorwärmung werden nach Bedarf auch andere, vorher erwähnte thermische Massnahmen, angewandt. Das pausenlose Schweissen wird zur Regel gemacht. Jede tragende Naht muss mindestens in zwei Lagen ausgeführt werden (auch bei tragenden Kehlnähten). In Sonderfällen, gelangt zusätzlich auch noch das Nachwärmen der Schweissraupen im Laufe der Arbeit, zur Ausführung.

Die Schweisspläne müssen genaue Angaben auch über die Höhe der Vorwärmungstemperatur und über die Abmessungen der vorzuwärmenden Bereiche enthalten.

Die Befürchtungen hinsichtlich der möglichen Schäden in den Uebergangszonen, als Folge der Wärmemassnahmen,[1] sind nach Ansicht des Verfassers nicht genügend begründet. Bei jedem Schweissvorgang kommt es beim Fortschreiten der Wärmewelle zu Reckungen des Werkstoffes auch im Blaubruchgebiet.

Wir haben zahlreiche Verbindungen mit Werkstoffen verschiedener chemischen Zusammensetzung, verschweisst unter Anwendung verschiedener Vorwärmungstemperaturen, auch mit Magnetpulververfahren geprüft. In keinem einzigen Falle konnten wir irgendwelche Schäden dieser Art feststellen.

Im Nachstehenden wird der Arbeitsvorgang an den für den Brückenbau wichtigsten Verbindungen näher beschrieben.[6, 7, 8]

Der einfache Gurtplattenstoss

Bei der Ausführung des einfachen Gurtplattenstosses hat man in der Wahl der geeigneten Höhe der Vorwärmungstemperatur meistens freie Hand. Man beachte jedoch das Grundprinzip, dass die Vorwärmungstemperatur nur so hoch als unbedingt notwendig genommen werden soll.

Die zweckmässigste Vorwärmungstemperatur wird auf Grund der Vorversuche bestimmt. Wenn bei der stufenweisen Erhöhung der Temperatur kein merklicher Unterschied der physikalischen Eigenschaften und insbesondere keine weitere Vergrösserung der Plastizität der Verbindung erzielt werden kann wähle man lieber die nächsttiefere Temperatur.

Beim einfachen Gurtplattenstoss soll die Vorwärmungstemperatur nach unseren Erfahrungen etwa zwischen 150° bis 300° C. liegen, und richtet sich dabei nach dem Werkstoff und der Stärke der Gurtplatten, Höhere Temperaturen sind wegen Verwerfungsgefahr nicht empfehlenswert.

Beim einfachen Gurtplattenstoss kann das Vorwärmen mit offener Flamme (Naphtabrenner und dergleichen) ohne Schwierigkeiten durchgeführt werden. Es handelt sich hauptsächlich darum, die vorzuwärmende Länge der Platten richtig abzuschätzen.[8] Bei zu kurzen Vorwärmungsabschnitten kühlt die Platte auch beim pausenlosen Schweissen zu schnell ab, und das Vorwärmen muss zu oft wiederholt werden. Dadurch entstehen erstens grössere Kosten, und ausserdem wird auch, solange das Schweissgut in der Verbindung noch schwach ist, die Rissegefahr stark erhöht.

Vor dem Schweissen der Wurzellage empfiehlt es sich die Gurtplatten auf je 1,0 m. Länge vorzuwärmen und beim späteren Wiederholen auf je etwa 0,60 m.

Bei stärkeren (dickeren) Gurtplatten muss das Vorwärmen mit offener Flamme, möglichst symmetrisch von beiden Seiten und nicht zu schnell, vorgenommen werden. Bei unvorsichtigem Vorwärmen kommt es leicht zur Ueberschreitung der zulässigen Spannungen und auch zu Verwerfungen.

Die ersten Lagen müssen ohne Unterbrechung geschweisst und die Wurzellage möglichst auch sofort ausgekreuzt und nachgeschweisst werden. Nochmaliges Vorwärmen mit dem Naphtabrenner, solange die Wurzel noch nicht ausgekreuzt und nachgeschweisst ist, darf wegen Rissegefahr nicht ausgeführt werden. Falls nötig, kann die Naht selbst und die nächste Umgebung vorsichtig mit der Schweisspistole vorgewärmt werden.

Wenn Stahlteile verschiedener Stärke gleichzeitig mit offener Flamme vorgewärmt werden müssen besteht die Gefahr, dass die schwächeren Teile bei mangelhafter Vorsicht leicht übermässig stark erhitzt werden. So lange das Schweissgut noch keine genügende Stärke hat, ist dies beim einfachen Gurtplattenstoss auch der Fall. Durch genügend flache Neigung des Brenners wird diese Gefahr beim Gurtplattenstoss, beseitigt.

Wenn das Schweissgut eine Stärke von 10–15 mm. erreicht, macht das weitere Vorwärmen keine Schwierigkeiten mehr.

Verbindung von Gurtungen mit dem Stegblech

Vor Beginn der Vorwärmung müssen die Gurtungen mit dem Stegblech genügend stark geheftet werden. Die Heftschweissungen müssen von geübten Schweissern in zwei Lagen, wie jede tragende Naht, ausgeführt werden. Auch beim Heften müssen die Gurte stellenweise und zwar von aussen mit der Schweisspistole auf etwa 100–150° C. vorgewärmt werden. Beim Vorwärmen von innen (Stegblechseite) sind auch bei Anwendung der Schweisspistole stellenweise Erhitzungen des Stegbleches, sowie spätere Zugrisse in den Heftschweissungen, unvermeidlich.

Beim Vorwärmen mit offener Flamme werden in der Regel nur die Gurtungen und zwar abschnittsweise (die Stegbleche nur bei kühler Witterung) vorgewärmt. Das Vorwärmen der Gurtungen allein ist wesentlich leichter durchzuführen, als das Vorwärmen ganzer Trägerabschnitte.

Beim Vorwärmen der Gurtungen oder beim schnelleren Abkühlen des Stegbleches von gleicher Anfangstemperatur entstehen in den Gurtplatten zusätzliche Druck-, in dem Stegblech Zug- und in den Heftschweissungen zusätzliche Schubspannungen.

Beim Schweissen der ersten Lage der ersten Kehlnaht wird die praktisch mögliche Höhe der Vorwärmungstemperatur durch die Tragkraft der Heftschweissungen begrenzt. Bei der Bemessung der Heftschweissungen muss beachtet werden, dass auch bei dichtem Heften (etwa 50–60 cm. voneinander entfernt) die ganze zeitweilige Schubkraft von zwei bis höchstens drei Heften übernommen werden muss.

Der zulässige Temperaturunterschied zwischen Gurtungen und Stegblech wird dadurch auf etwa 35–45° C. begrenzt. Bei einer mittleren Raumtemperatur von etwa +15° C. beträgt die praktisch mögliche Vorwärmungstemperatur der Gurtplatten bei der Ausführung der ersten Lage demnach etwa 50 bis 60° C. Bei dieser kleinen Vorwärmungstemperatur muss die erste Lage unbedingt ohne Pausen mit stärkeren Elektroden (4–5 mm., je nach der Plattenstärke) geschweisst werden. Ausserdem muss die Ansatzstelle vor Arbeitsbeginn noch örtlich vorgewärmt werden (um weitere 100° C.). Dasselbe gilt bei unvermeidlichen Arbeitsunterbrechungen.

Wenn sich bei der Ausführung der ersten Lage, trotz obiger Massnahmen, Risseerscheinungen in grösserem Umfange zeigen sollten, was bei sehr starken Gurtplatten vorkommen kann, müssen die eben gezogenen Schweissraupen mit der Schweisspistole nachgewärmt werden. Zum Nachwärmen soll die Zeit während des Elektrodenwechsels ausgenützt werden. Gleichzeitiges Nachwärmen und das Fortsetzen des Schweissens, sind wegen starker Blaswirkungen nicht möglich.

Die Wahl kleiner Vorwärmungstemperaturen bei der ersten Lage ist ohne Bedenken möglich. Durch die ausglühende Wirkung der nächsten Lage werden die Struktur der ersten Lage und der Uebergangszonen verbessert und die inneren Spannungen teilweise abgebaut.

Bei der Ausführung der zweiten Lage sind etwaige Risseerscheinungen kaum zu befürchten. Die Vorwärmungstemperatur kann erhöht werden. Die Höhe der Vorwärmungstemperatur und die Länge der vorzuwärmenden Abschnitte werden durch zweierlei Umstände beschränkt. Durch zu hohe Temperatur werden erstens die Schweisser zu stark belästigt und zweitens besteht auch Verwerfungsefahr für den vorgewärmten Trägerteil. Dasselbe gilt auch bei Wahl von zu langen Vorwärmungsabschnitten.

Der Temperaturunterschied zwischen Gurten und Stegblech kann hier unbedenklich mit 55–75° C. und die Vorwärmungslänge mit 3–4,0 m. gewählt werden. Bei einer Raumtemperatur von +15° C. entspricht das der Vorwärmungstemperatur von nur 70–90° C. Auch bei der Ausführung der zweiten Lage muss deshalb ohne Pausen mit stärkeren Elektroden (5–6 mm.) geschweisst werden. Vor Arbeitsbeginn und bei Unterbrechungen muss die Anfangsstelle stärker vorgewärmt werden.

Durch gleichzeitige Anwendung von mehreren thermischen Massnahmen lassen sich in der Mehrzahl der Fälle, auch bei mässigen Vorwärmungstemperaturen, zufriedenstellende Ergebnisse erzielen.

Es muss noch betont werden, dass das Vorwärmen mit offener Flamme bei der Ausführung der Kehlnähte an die Geschicklichkeit der Arbeiter ziemlich grosse Anforderungen stellt. Eine weitere Entwicklung der Arbeitsmethoden wäre hier wünschenswert.

Bei der Ausführung der Savebrücke Zagreb, wurden von Prof. Dr. Šahnazarov am fertigen Bauwerk umfangreiche Messungen der Brinellhärte durchgeführt.[9]

Bei Gurtplattenverbindungen von 95 und 70 mm. Stärke konnten keine Unterschiede in der Härte der Uebergangszonen und ihrer näheren Umgebung festgestellt

werden. Die Härtezunahme in den Uebergangszonen der Kehlnähte, gezogen auf 95 und 70 mm. starken Platten, war trotz niedriger Vorwärmungstemperaturen nicht grösser, als bei wesentlich stärker vorgewärmten Gurtplattenverbindungen.

Die Messungen ergaben folgende mittlere Brinellhärten:

	Uebergangszone	Stahl St. 44
Kehlnähte, 95 mm. Platten . . .	~158±10%	~126±12%
„ 70 mm. „ . . .	~156± 9%	
Gurtplattenverbindung, 95 mm. . .	~173± 5%	~133± 5%
„ 70 mm. . .	~177± 5%	~136± 5%

Die Gurtplattenverbindungen samt näherer Umgebung wurden etwa 2 mm. tief abgeschmirgelt und die oberste entkohlte Schicht entfernt. Dadurch ergab sich bei den unbearbeiteten Kehlnahtverbindungen etwas kleinere Härte der Uebergänge und des Stahles.

Mit Rücksicht auf die grosse Anzahl der untersuchten Verbindungen können die angeführten Messergebnisse als ein praktischer Beweis für die Güte und Zweckmässigkeit der empfohlenen Arbeitsmethoden gelten.

Die Grösse der durch die Vorwärmung der Gurtungen entstehenden inneren Kräfte kann für praktische Bedürfnisse genügend genau nach folgenden vereinfachten Ausdrücken abgeschätzt werden.[6]

In den Ausdrücken bedeuten:

T_t die Schubkraft zwischen Gurt und Stegblech
$\sigma_{t,G}$ die mittlere Temperaturspannung in den Gurtplatten
$\sigma_{t,S}$ die mittlere Temperaturspannung im Stegblech
F_G den Querschnitt einer Gurtlamelle
F_S den Querschnitt des Stegbleches
Δ_T den Temperaturunterschied zwischen Gurten und Stegblech
α_t den Temperaturdehnungskoeffizient
E den Elastizitätsmodul des Werkstoffes
Iw das Trägheitsmoment des nicht vorgewärmten Querschnittsteiles
Y_o, Y_u die Entfernungen des Schwerpunktes dieses Querschnittsteiles vom oberen bezw. vom unteren Rande des Trägers

Wenn beide Gurtungen symmetrisch, abschnittweise auf eine um ΔT höhere Temperatur als das Stegblech gleichmässig vorgewärmt werden, ergibt sich annähernd:

Die Schubkraft:

$$T_t=\frac{\alpha_t \Delta T E}{\frac{1}{F_G}+\frac{2}{F_S}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

Die Spannungen:

$$\sigma_{t,G}=-\frac{\alpha_t \Delta T E}{1+\frac{2F_G}{F_S}}; \quad \sigma_{t,S}=\frac{\alpha_t \Delta T E}{1+\frac{F_S}{2F_G}} \quad \ldots\ldots \quad (2, 3)$$

Bei einseitiger, abschnittsweiser, gleichmässiger Erwärmung nur einer (z.B. der oberen) Gurtplatte auf eine um ΔT höhere Temperatur als diejenige des übrigen Trägerteiles ergibt sich annähernd unter Vernachlässigung der Biegesteifigkeit der erwärmten Gurtplatte:

Die Schubkraft:

$$T_t=\frac{\alpha_t \Delta T E}{\frac{Y_o^2}{I_w}+\frac{1}{F_G+F_S}+\frac{1}{F_G}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4a)$$

Die Spannungen:

In der oberen Gurtplatte: $\sigma_t', G = -\frac{T_t}{F_G}$ . . . . . (4b)

Im Stegblech oben: $\sigma_t', S = T_t \frac{Y_o^2}{I_w} + \frac{T_t}{F_G + F_S}$ . . . . . (4c)

In der unteren Gurtplatte: $\sigma_t, G = -T_t \frac{Y_o \, Y_u}{I_w} + \frac{T_t}{F_G + F_S}$ . . . . . (4d)

Das Vorzeichen minus bedeutet Druck.

Der Wert der thermischen Massnahmen kann sich praktisch nur dann in zufriedenstellender Weise auswirken, wenn dieselben ausnahmslos und streng konsequent in vollem Umfange durchgeführt werden. Dieser Grundsatz muss besonders bei der Ausführung der langen Kehlnähte beachtet werden.

Der Universalstoss des Trägers

Die Wärmemassnahmen bieten auch hier grosse Vorteile, nicht nur hinsichtlich der günstigeren Verschweissung der Stähle stärkerer Abmessungen überhaupt, sondern auch als praktisches Hilfsmittel für die leichtere Durchführung der Schweissung unter Verspannung. Ausserdem wird durch die Vorwärmungsmassnahmen eine günstigere Spannungsverteilung im fertiggeschweissten Universalstoss erzielt.

Die Vorteile der Wärmemassnahmen kommen besonders bei grossen Stärkeunterschieden zwischen Gurtungen und Stegblech zur Geltung.

Beim Anwenden der Wärmemassnahmen ist folgende Arbeitsweise empfehlenswert. Die Arbeit beginnt mit dem Schweissen der Gurtverbindungen unter Anwendung der Wärmemassnahmen wie beim einfachen Gurtplattenstoss. Nachdem eine solche Stärke der Gurtverbindungen erreicht worden ist, dass nachher gleichzeitiges Schweissen und Beendigung aller Verbindungen des Gesammtstosses möglich sein wird, beginnt man mit dem Schweissen der Stegblechverbindungen.

Vor dem Schweissen der Wurzellage in der Stegblechverbindung werden beide Gurtlamellen in einer bestimmten Länge auf etwa 100–150° C. vorgewärmt und die Bleche stark geheftet.

Beim Vorwärmen der teilweise verschweissten Gurtplatten öffnet sich die Spalte in der Stegblechverbindung um das vorher bestimmte Mass. Diese Grösse wird auf Grund der Vorversuche als Differenz des Schrumpfmasses der Stegblechverbindung und des Restes, der noch zu erwartenden Schrumpfung des Gurtplattenstosses, ermittelt.

Während der Ausführung der Wurzellage kühlen die Gurtungen langsam ab und unterstützen die Schrumpfung der Stegblechverbindung. Ausserdem kann auch das Stegblech nach erfolgtem Heften entsprechend vorgewärmt werden, um eine "freie" Schrumpfung der Wurzellage zu ermöglichen. Man kann ebenfalls nach dem Heften abwarten bis die vorgewärmten Gurtplatten auskühlen. Bei den Baustellenstössen, welche in den Drehvorrichtungen geschweisst werden, kann auch eine reichliche Dehnlänge des Stegbleches angenommen werden.

Bei der oben beschriebenen Arbeitsweise kommt es während der Ausführung des Gesammtstosses zeitweilig zu grösseren zusätzlichen inneren Spannungen, die nach der Fertigstellung und nach dem erfolgten Temperaturausgleich wieder verschwinden.

Bei der Feststellung der Schweissbedingungen sollen die Beanspruchungen in der Stegblechverbindung mässig gehalten werden, besonders so lange die Wurzel noch nicht ausgekreuzt und wieder zugeschweisst ist.

Während der Schweissung der ersten Lagen in der Stegblechverbindung kühlen die Gurtungen fast vollständig aus. Bevor mit der Arbeit an den Gurtverbindungen fortgefahren wird, müssen dieselben wieder auf die vorschriftsmässige Temperatur (von etwa 200–300° C.) erwärmt werden. In dieser Arbeitsphase kommt es zu der max Beanspruchung, der nur teilweise fertiggestellten Stegblechverbindung da die Vorwärmungslänge der Gurtplatten insgesammt nicht unter etwa $2 \times 0{,}60 = 1{,}20$ m. genommen werden soll.

Bevor mit dem Schweissen der Gurtverbindungen fortgefahren wird, muss entweder die Wurzel schon ausgekreuzt und wieder zugeschweisst sein, oder aber muss die Vorwärmung der Gurtverbindung vorsichtig, auf kleine Bereiche begrenzt, mit der Schweisspistole durchgeführt werden.

Auch im weiteren Verlauf der Arbeit muss das Vorwärmen mit entsprechender Vorsicht durchgeführt werden, damit örtliche Ueberbeanspruchungen des Stegbleches (besonders am Anfang der Kehlnähte) mit Sicherheit vermieden werden können. Ausserdem müssen die Gurtplatten durch Spannvorrichtungen gegen Ausknickung gesichert werden.

Bei der Ausführung der Baustellenstösse gibt es noch einige wichtige Einzelheiten zu beachten.[8] Die Hauptträgerteile müssen vor Schweissbeginn in die richtige Lage gebracht und durch Nivellement kontrolliert werden.

Zuerst sollen die unteren Gurtplatten vorgewärmt und durch die ersten Schweissraupen verbunden werden. Dabei werden die beiden Hauptträgerteile durch Spannvorrichtungen und Schrumpfung zusammengezogen.

Um die Schrumpfung bei den ersten Lagen in der Obergurtverbindung zu ermöglichen, muss die Verbindungsstelle vor dem Schweissen etwas angehoben werden. Die Grösse der Hebung ist durch die geometrische Beziehung zwischen der Länge der Trägerteile und der Schrumpfung der ersten Lagen bestimmt und kann auf Grund der Vorversuche ermittelt werden.

Während der Schweissung der ersten Lagen im Obergurte werden die Hebevorrichtungen langsam nachgelassen. Um etwaige Fehler in der Trägerachse zu vermeiden, müssen die unteren Gurtplatten vor dem Schweissbeginn auf genau dieselbe Temperatur und Länge wie der Obergurt vorgewärmt werden.

An der Savebrücke bewegten sich die Abweichungen von der vorgeschriebenen Mittellinie des Trägers innerhalb etwa ± 10 mm. Nur bei einer Verbindung war die Abweichung grösser und betrug etwa 17 mm. Bei dieser Verbindung unterlief ein Fehler, entweder bei der Hebung oder beim Vorwärmen.

Die Grösse der zusätzlichen Spannungen kann praktisch genügend genau aus folgenden einfachen Beziehungen entnommen werden.[6]

Es sei:

ΔT_o der anfängliche Temperaturunterschied zwischen den vorgewärmten Gurtplatten und dem Stegblech

ΔT_i der Temperaturunterschied zwischen beiden Konstruktionsteilen im Laufe der Arbeit

S_G die Gesammtschrumpfung der Gurtplattenverbindung

S_S die Gesammtschrumpfung der Stegblechverbindung

$\Delta S_{G,i}$ die Teilschrumpfung der Gurtplattenverbindung im Laufe der Arbeit

$\Delta S_{G,o}$ die Teilschrumpfung der Gurtplattenverbindung vor Beginn der Arbeit an der Stegblechverbindung

$\Delta S_{S,i}$ die Teilschrumpfung der Stegblechverbindung im Laufe der Arbeit

l_f die freie Dehnlänge des Stegbleches ohne Kehlnähte

l_t die Länge des vorgewärmten Abschnittes der Gurtplatten
$F_{S,v}$ der Querschnitt der Schweissnaht im Stegblech längs der Naht

Andere Bezeichnungen wie vorher.

Aus der Bedingung, dass die Verlängerung der Gurtplatten infolge der symmetrisch vorgenommenen Vorwärmung der Differenz der Schrumpfung der Stegblechverbindung und des Restes der noch zu erwartenden Schrumpfung des Gurtplattenstosses gleich sein muss, ergibt sich die Höhe der Vorwärmungstemperatur bei der nach praktischen Gesichtspunkten frei gewählten Länge der Vorwärmungsabschnitte zu:

$$\Delta T_o = \frac{S_S - (S_G - \Delta S_{G,o})}{\alpha_t\, l_t} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (5a)$$

Unter Einhaltung obiger Bedingung bleibt der fertiggeschweisste Universalstoss nach dem erfolgten Temperaturausgleich frei von zusätzlichen, durch die Wärmemassnahmen bedingten, zeitweiligen Spannungen.

Sollen im Gebiet der freien Dehnlänge des Stegbleches nachträglich Versteifungen, welche eine weitere Schrumpfung des Stegbleches um $S_{v,1}+S_{v,2}+\ldots$ zur Folge haben, angeschweisst werden, so beträgt die Vorwärmungstemperatur:

$$\Delta T_o = \frac{S_S + S_{v,1} + S_{v,2} + \ldots (S_G - \Delta S_{G,o})}{\alpha_t\, l_t} \quad \ldots\ldots \quad (5b)$$

In diesem Falle müssen die Versteifungen noch vor der Schliessung der Kehlnähte an das Stegblech angeschweisst werden.

Wenn man die Gurtlamellen vor Beginn der Schweissung an der Stegblechverbindung im Bereiche l_t symmetrisch und gleichmässig um ΔT_o vorwärmt, und die Formänderungen infolge des Vorwärmens, der Schrumpfung der Stegblech- und der Gurtplattenverbindung den durch die inneren Spannungen hervorgerufenen gleichsetzt, ergibt sich die mittlere Stegblechspannung:

$$\sigma_S = \frac{[-\alpha_t l_t(\Delta T_o - \Delta T_1) - (\Delta S_{G,i} - \Delta S_{G,o}) + \Delta S_{S,i}]E}{l_f\left(1+\frac{F_S}{2F_G}\right)} \quad \ldots \quad (6a)$$

oder auch in anderer Form:

$$\sigma_S = \frac{[+\alpha_t l_t \Delta T_1 + (S_G - \Delta S_{G,i}) - (S_S - \Delta S_{S,i})]E}{l_f\left(1+\frac{F_S}{2F_G}\right)} \quad \ldots\ldots \quad (6b)$$

Das positive Vorzeichen bezeichnet die Zugspannung.

Die durchschnittliche zusätzliche Spannung in der nur teilweise verschweissten Stegblechverbindung beträgt:

$$\sigma_{S,v} = \frac{F_S}{F_{S,v}}\,\sigma_S \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6c)$$

Wenn Versteifungen vorhanden sind und die Anfangstemperatur ΔT_o nach (5b) berechnet wurde, muss in (6a), statt $\Delta S_{S,i}$ der Ausdruck: $(\Delta S_{S,i}+S_{v,1}+S_{v,2}+\ldots)$ eingesetzt werden.

In den vorherigen Beziehungen wurde stillschweigend vorausgesetzt, dass die Länge des vorgewärmten Abschnittes während der Arbeit annähernd konstant bleibt.

Verschiedene Verbindungen

Bei den Gurtungen, welche aus mehreren schwächeren Platten bestehen, ist das einwandfreie Vorwärmen praktisch nicht durchführbar. Die dünne Luftschicht

zwischen den einzelnen Platten verhindert die Wärmeübertragung. Beim Vorwärmen mit offener Flamme, werden auch bei vorsichtiger Arbeit die äusseren Platten zu stark erhitzt, während die mittleren noch nicht genügend erwärmt sind. Wenn man die Vorwärmung in einem Ofen vornimmt, kommt es infolge des grossen Unterschiedes in der Abkühlungsgeschwindigkeit der einzelnen Platten zu grossen zusätzlichen Beanspruchungen, welche in der Regel das Reissen der Kehlnähte noch während der Arbeit zur Folge haben.

Aehnliche Schwierigkeiten kommen auch vor, wenn schwächere Decklaschen auf massive Gurtplattenstösse durch Kehlnähte angeschweisst werden sollen. Das Reissen der Kehlnähte kann in diesem Falle nur dann vermieden werden, wenn die Decklaschen wesentlich schwächer erwärmt werden als die massiven Gurtplatten. Nach dem erfolgten Temperaturausgleich verbleiben aber in der Decklasche starke Druckspannungen, die bei grösseren Temperaturunterschieden bis an die Fliessgrenze reichen können.[9] In der Gurtverbindung werden dadurch beträchtliche Zugspannungen hervorgerufen.

Das Nachwärmen der Schweissnähte kommt meistens bei der Ausbesserung von Rissen oder zur Verhütung derselben bei Schweissungen unter starker Verspannung zur Anwendung.

Risse in der Wurzellage dürfen nicht überschweisst werden, auch dann nicht, wenn die Wurzel nachträglich ausgekreuzt und nachgeschweisst wird. Solche Risse müssen vor dem weiteren Schweissen ausgekreuzt und ausgebessert werden. Es empfiehlt sich folgendermassen vorzugehen:

Zuerst wird die Anfangs- und die Endstelle des ausgekreuzten Risses mit der Schweisspistole um etwa 100° C. stärker vorgewärmt, als die nächste Umgebung. Bei einer Temperatur der Schweissverbindung von 100° bis 150° C. beträgt die gesammte Vorwärmungstemperatur 200–250° C. Höhere Temperaturen sind nicht empfehlenswert. Geschweisst wird mit der 5 mm. starken Elektrode, in möglichst starker Lage. Gleich nach dem Legen wird die erste Raupe samt ihrer näheren Umgebung mit der Schweisspistole etwa $\frac{1}{2}$ bis 1 Minute lang nachgewärmt. Die Temperatur der zugeschweissten Stelle beträgt hiebei 300–400° C. Nach dem Entfernen der Schlacke wird sogleich die nächste Raupe gelegt und auch nachgewärmt. Wenn der ausgekreuzte Riss in seiner ganzen Länge zugeschweisst und von der Schlacke gereinigt ist, wird sofort auch die zweite in der Regel breitere Lage ausgeführt. Auch die zweite Lage soll in gleicher Weise nachgewärmt werden.

Mit dem eben beschriebenen Arbeitsvorgang hatten wir sehr gute Erfahrungen. Bei zahlreichen Versuchen und praktischen Ausführungen kam es bei derartiger Arbeitsweise nie zur Wiederholung der Risse.

Die Kostenfrage und das Verhalten der mit Anwendung der Wärmemassnahmen geschweissten Bauwerke im Betriebe

Die praktischen Erfahrungen mit grösseren, unter Anwendung der Vorwärmungsmassnahmen, geschweissten Brücken sind nicht zahlreich. In Jugoslawien wurden nur zwei grössere Brücken unter systematischer Anwendung der Wärmemassnahmen geschweisst, und zwar die Savebrücke bei Zagreb und die Mrežnica (Mreschnitza)-brücke bei Gen. Stol.

Die Unkosten für die Durchführung der Vorwärmungsmassnahmen mit offener Flamme betragen nach bisherigen praktischen Erfahrungen ungefähr ~70 kg. Naphta und ~9 Hilfsarbeiterstunden pro 1000 kg. der mit Vorwärmung geschweissten Vollwandstahlträger.

Für die Durchführung der Vorwärmungsmassnahmen bei geschweissten Brücken verlangten die jugoslawischen Werke im Jahre 1939–1940 Aufpreise von rund 30 Schweizerfranken pro 1000 kg.

Von den beiden oben erwähnten Brücken dient die Savebrücke auch heute noch, nach zwölfjährigem Bestehen, anstandslos dem öffentlichen Verkehr. Die Mreschnitzabrücke wurde während des Krieges, nach dreijährigem Bestehen, zerstört. Der rechte Uferpfeiler der Brücke wurde gesprengt. Nach dem Kriege wurde der stählerne Ueberbau abgetragen, teilweise noch nützlich verwendet und teilweise verschrottet.

Im Nachstehenden werden einige kennzeichnende Einzelheiten über die beiden, mit Vorwärmung geschweissten Bauwerke, mitgeteilt.

Savebrücke bei Zagreb [5, 6, 7] (Abb. 1)

Von fachlichem Interesse sind die ungünstigen Eigenschaften des Werkstoffes für die Herstellung der 220 m. langen Hauptträger und insbesondere die des Stahles für die 95 und 70 mm. starken, 500 mm. breiten Gurtplatten. Die über vier Oeffnungen von je 55,0 m. durchlaufenden Hauptträger wurden aus St. 44, und der Fahrbahnrost aus St. 37 hergestellt. Die Fahrbahnplatte aus Eisenbeton, fest mit den Hauptträgern verbunden, dient gleichzeitig auch als Windverband. Die Hauptträger und der Fahrbahnrost wurden ausschliesslich in geschweisster Bauweise hergestellt. Die Höhe der Hauptträger steigt von 2,20 m. in den Endfeldern bis 2,65 m. in der Mitte der Brücke an.

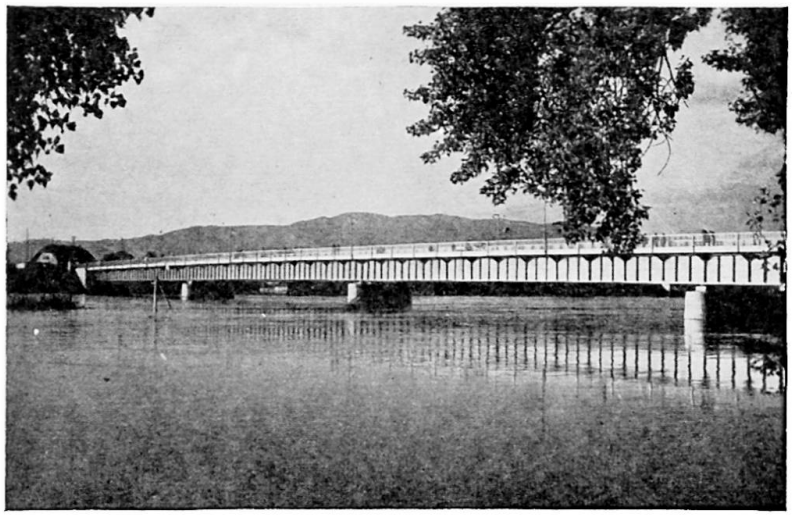


Abb. 1. Savebrücke Zagreb

Der Stahl für die Herstellung der Gurtungen (Lieferwerk: Witkowitze, Tschechoslowakei) war ein Thomasstahl in der S.M. Qualität mit C~0,25%, Mn~0,45%, Cu~0,20%, Cr~0,1%, P~0,037%, und S~0,035%.[11] Der C-Gehalt betrug im mittleren Drittel der Lamellenquerschnitte (die Späne wurden über die ganze mittlere Zone genommen) bis 0,27%.[9] Bohrlochanalysen der aus denselben Chargen gewalzten 12 mm. starken Bleche, ergaben vereinzelt C-Gehalte bis zu 0,33%.[9] Die Zugfestigkeit betrug σ_B~45,4 kg./mm.^{2}, die Bruchdehnung λ~23,5% [10] und die Güteziffer ~11.

Es wurde auch eine ausgesprochene Neigung dieses Werkstoffes zum Trennbruch

beobachtet. Bei der Prüfung der mit Mantelelektroden geschweissten Kehlnahtverbindungen wurden bei 4 Brüchen in Stahl, 3 ausgesprochene Trennbrüche beobachtet.[10] Die 3 Stäbe entstammten 3 verschiedenen Schmelzungen. Bei diesen Untersuchungen wurden die nur 12 mm. starken, nicht vorgewärmten Bleche durch Kehlnähte, gelegt an den äusseren Rändern der gerissenen Platten, miteinander verbunden. Geschweisst wurde mit 4 mm. starken Mantelelektroden mit Gleichstrom bei normaler Stromstärke (~180 A.). Die Bruchstellen waren etwa 30–40 mm. von der nächsten Schweissnaht entfernt.

Bei weiteren Untersuchungen erwies sich dieser Stahl als sehr temperatur- und alterungsempfindlich. Die Kerbzähigkeit des Bleches betrug im Anlieferungszustand bei +20° C. ~8–9 mkg./cm.^{2} und bei −16° C. ~1,3–1,4 mkg./cm.^{2} (Bruchquerschnitt 10×7,5 mm., Kerbradius 1,0 mm., Kerbtiefe 2,5 mm., Stützweite 40 mm.).[11]

Bei den, mit Vorwärmung auf ~200° C. geschweissten Stäben, betrug die Kerbzähigkeit in der Nähe der Naht bei +18° C. ~1,6–3,5 mkg./cm.^{2} und bei −16° C. ~0,3–0,4 mkg./cm.^{2} Wurden die geschweissten Stäbe um 2% kalt gereckt und 24 Stunden bei 250° C. gealtert, betrug die Kerbzähigkeit des Bleches in der Nähe der Schweissnaht bei +18° C. ~0,4–0,5 mkg./cm.^{2} und bei −16° C. ~0,3–0,4 mkg./cm.^{2} Das 24 stündige Altern des Bleches bei 250° C., ohne Kaltreckung, brachte keinen Abfall der Kerbzähigkeit mit sich.[11]

Der Stahl für die Herstellung der Stegbleche war ein mittelweicher S.M. Stahl (Lieferwerk: Jesenitze, Jugoslawien) mit C~0,18%, Mn~0,60%, Si~0,20%, S~0,038% und P~0,04%. Die Zugfestigkeit betrug σ_B~47,4 kg./mm.^{2}, die Dehnung λ_{10}~26,5% und die Güteziffer ~12.[10] Dieses Material neigte zur Schichten- und Lunkerbildung, auch das Blättern an den Rändern der Stahlbleche wurde beobachtet. Bei der Stahlabnahme wurden die Bleche mit sichtbaren Mängeln ausnahmslos ausgeschieden.

Als weiterer ungünstiger Umstand bei diesem Bauwerke kam in den Endfeldern noch das ungünstige Verhältniss von 1:21 zwischen der Trägerhöhe und der Spannweite dazu. Bei dem gemischten Verkehr auf der Brücke (Motorwägen und Pferdefuhrwerke) zeigt dieselbe auch unter kleineren Lasten eine gewisse Neigung zu verhältnissmässig starken Schwingungen.

Die Verkehrsdichte auf der Brücke war während ihres zwölfjährigen Bestehens ziemlich hoch. Während des Krieges gingen viele militärische Transporte, ohne irgendwelche Einschränkung, über dieselbe. In derselben Zeitspanne hat die Brücke auch einige sehr strenge Winter mit zahlreichen mehr oder weniger raschen Temperaturschwankungen ohne sichtbare Schäden anstandslos ausgehalten.

Die ungewöhnliche Stärke der Gurtlamellen, die Länge der Hauptträger und die sehr ungünstigen Werkstoffeigenschaften berechtigen wohl zu dem Schlusse, dass ohne systematische Durchführung der Wärmemassnahmen kaum mit einem Erfolg zu rechnen gewesen wäre.

Die verhältnissmässig niedrige Vorwärmungstemperatur (etwa 70–80° C.) der Gurtplatten bei der Schweissung von Kehlnähten, verbunden mit einigen anderen thermischen Massnahmen, dem pausenlosen Schweissen und der stärkeren örtlichen Vorwärmung der Anfangsstellen usw., genügten anscheinend um den Erfolg sicherzustellen und etwaige Rückschläge zu vermeiden.

Mreschnitzabrücke bei Gen. Stol (Abb. 2 und 3)

Dieses Bauwerk ist wegen seines günstigen Verhaltens während der Sprengung besonders beachtenswert. Bei der Sprengung des rechten Uferpfeilers im Frühjahr

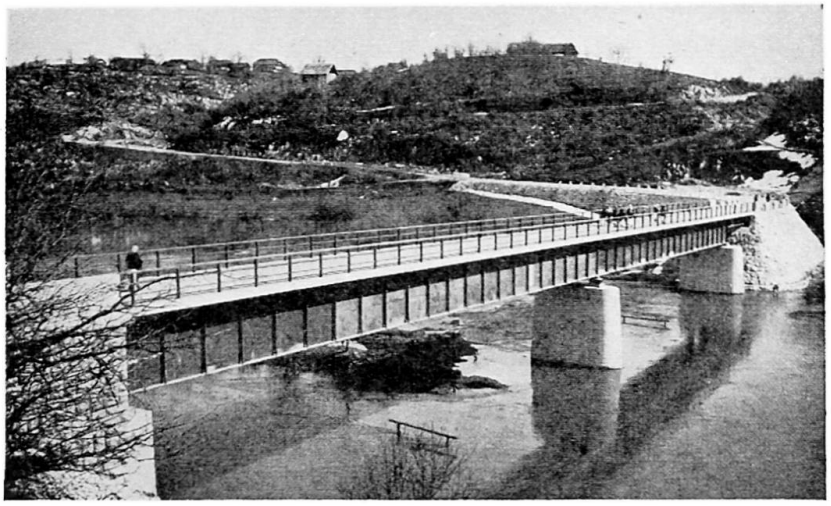


Abb. 2. Mreschnitzabrücke

1943 zeigte die Brücke trotz der schlagartigen Beanspruchung hervorragende plastische Eigenschaften. Die Stahlkonstruktion wurde weitgehend verformt. Bei der Besichtigung fand man keine Querrisse, weder in den Gurtungen, noch im Stegblech.

Die konstruktive Anordnung und die Werkstoffeigenschaften waren bei dieser Brücke, wenn auch nicht ganz zufriedenstellend, so doch wesentlich günstiger als bei der Savebrücke. Die Gesammtlänge der Brücke beträgt 8,0+40,0+45,0=93,0 m. Die Hauptträger sind als zwei je 86,0 m. lange, über zwei Oeffnungen durchlaufende Träger, von konstanter Höhe (2,54 m.) ausgebildet. Die Abmessungen der Gurtlamellen betragen 400×52 und 400×70 mm. in der grösseren und 400×34 und

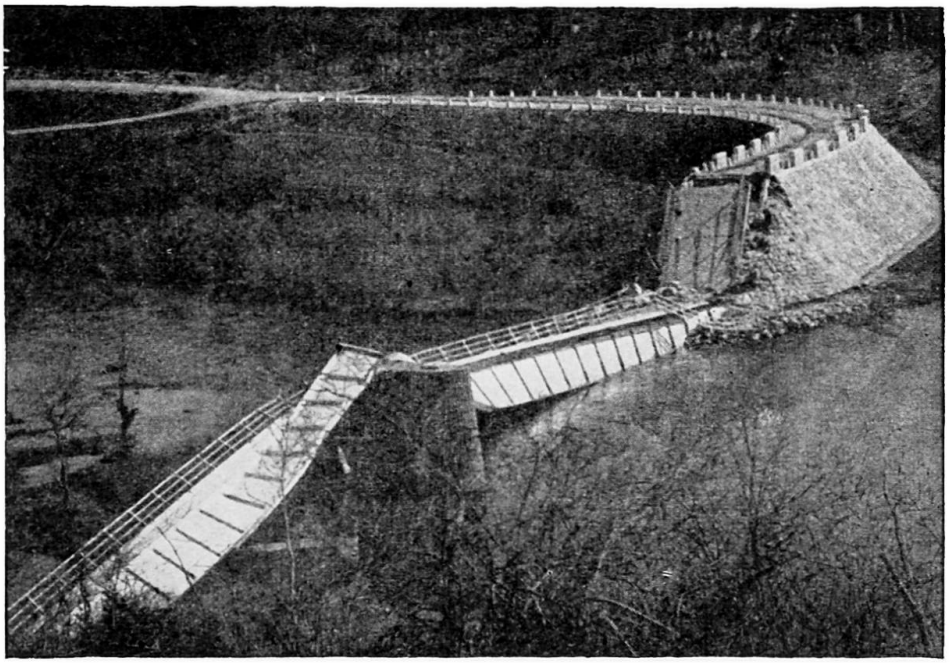


Abb. 3. Mreschnitzabrücke nach der Sprengung

400 × 70 mm. in der kleineren Oeffnung. Die konstante Stärke des Stegbleches beträgt 13 mm. Die kreuzweise bewehrte Fahrbahnplatte aus Eisenbeton dient gleich zeitig als Windverband. Die Hauptträger und die Querrahmen wurden aus St. 37 in ausschliesslich geschweisster Bauweise hergestellt. Das Gesammtgewicht der geschweissten Stahlkonstruktion betrug ~128.000 kg., davon die Hauptträger ~94.000 kg.

Die Hauptträger wurden unter systematischer Anwendung der Wärmemassnahmen geschweisst. Die übrigen Konstruktionsteile wurden nur dann vorgewärmt, wenn die Temperatur unter + 15° C. sank.

Der Stahl für die Herstellung der Gurtungen (Lieferwerk: Witkowitz, Tschechoslowakei) war ein sehr weicher, niedrig gekohlter Stahl in der S.M. Güte[11] mit C-Gehalt~0,08 %, Mn~0,43 %, Cu~0,27 %, P~0,025 % und S~0,024 %. Die metallographische Beschaffenheit war einwandfrei.

Die Zugfestigkeit betrug σ_B ~35,8 kg./mm.², die Bruchdehnung λ_{10}~27,2 % und die Güteziffer~9,7. Im Dauerversuch betrug die Ursprungsfestigkeit der ungelochten Stäbe in Anlieferungszustand σ_u~21,6 kg./mm.² und der geschw. Stäbe (ohne Vorwärmung) σ_u~19,8 kg./mm.²

Schlagbiegerversuche mit eingekerbten Stäben zeigten, dass der untersuchte Stahl sehr temperaturempfindlich war. Die Kerbzähigkeit längs und quer betrug bei +18° C. ~25,3; 8,7 und bei −16° C. ~2,3; 3,7 mkg./cm.² Auffallend ist der grosse Unterschied zwischen den längs und quer zur Walzrichtung entnommenen Versuchs stäben, und wie auch der grosse Abfall der Kerbzähigkeitswerte bei tiefen Temperaturen.

Der Stahl für die Stegbleche (Lieferwerk: Jesenitze, Jugoslawien) war ein weicher S.M. Stahl C~0,10 %, Mn~0,41 %, Cu~0,24 %, P~0,04 % und S~0,015 %. Die metallographische Beschaffenheit war einwandfrei.

Die Zugfestigkeit betrug σ_B~38,9 kg./mm.², die Streckgrenze σ_S~27,7 kg./mm.², die Bruchdehnung λ_{10}~26,1 % und die Güteziffer ~10,1. Die Ursprungsfestigkeit betrug für ungelochte Stäbe σ_u~26 und für gelochte σ_u~17 kg./mm.²

Die Kerbzähigkeit im Anlieferungszustand betrug längs und quer bei +20° C. ~20,8; 10,9 und bei −16° C. ~17,9; 9,7 mkg./cm.² Die um 3 % kaltgereckten und bei 250° C. während 24 Stunden gealterten Stäbe erreichten bei +20° C. ~17,9; 9,7 und bei −16° C. ~3,1; 2,6 mkg./cm.² Im Anlieferungszustand ist dieser Stahl temperaturunempfindlich und bei normalen Temperaturen auch alterungsunempfindlich.

Laut Gutachten Prof. Dr. Roš[11] ist dieser Stahl für geschweisste vollwandige Brückentragwerke grösserer Spannweite gut verwendbar, während der erste, für die Ausführung der Gurtungen bestimmte Stahl, für Bauten die dem Frost besonders ausgesetzt sind, nicht zu empfehlen ist.

Um unliebsame Zeitverluste und Streitigkeiten mit dem Lieferwerk zu vermeiden, entschloss man sich seinerzeit dennoch zur Verwendung dieses Materials. Während des dreijährigen Bestehens der Brücke zeigten sich keine Mängel. Die Brücke hielt vor der Sprengung anstandslos zwei strenge Winter durch.

Bei beiden beschriebenen Bauwerken konnten die gewählten Arbeitsmethoden, ohne erhebliche Mehrkosten, die Werkstoffmängel üblicher Herstellungsart mit Erfolg überbrücken.

Die praktisch erzielten günstigen Ergebnisse rechtfertigen wohl eine weitere Anwendung bezw. Entwicklung der Vorwärmungs-und anderen thermischen Massnahmen bei der Schweissung von vollwandigen geschweissten stählernen Brücken. Unentbehrlich sind diese Massnahmen bei der Verwendung höhergekohlter Stähle und stärkerer Gurtplatten.

LITERATURVERZEICHNIS

(1) KLÖPPEL, K. *Schweisstechnik im Stahlbau*, Stahlbaukalender 1940/42.
(2) SCHNEIDER, W. J. "Einrichtungen zum Vorwärmen und Glühen," *Elektroschweissung*, **11**, 180, 1940.
(3) KOMMERELL, O. *Erläut. Hochbau* (1940), *Eisenbrücken* (1942).
(4) WERNER, O. "Ueber d. Z. z. Stahleigenschaften u. Schweissbarkeit v. Stählen," *Elektroschweissung*, **10**, 61, 1939.
(5) ROŠ, M. "Zwei neue beacht. Brücken Jugoslawiens," *Schweiz. Bauzeitung*, **115**, (22) u. (23), 1940.
(6) EREGA, J. "Strassenbrücke über die Save, Zagreb," *Grad'. Vjesnik*, **9**, (6), (7), 1940.
(7) EREGA, J. "Geschw. Strassenbrücke ü. d. Save, Zagreb," *Bauingenieur*, **22**, 1, 1941.
(8) *EREGA, J. Praktische Durchführung d. Vorwärmungsmassnahmen, Vortrag geh. 1/III.1941, Weimar Stz. Deutsch. Stahlbauverband.
(9) *ŠAHNAZAROV, A. Tech. Fak. Zagreb, Berichte Savebrücke, 7/XII.1937, 14/I.1938, 25/V.1939.
(10) *EREGA, J. Savebrücke Zagreb, Stahlabnahmeprotokolle.
(11) *ROŠ, M. EMPA—Berichte Auftr. No. 5938 (1938), No. 11143 (1939), No. 3884 (1940) Savebrücke und No. 6704 (1938), No. 9470 (1939) Mreschnitzabrücke.

Zusammenfassung

Nach einer allgemeinen Uebersicht wird die praktische Durchführung der Vorwärmungsarbeiten an den wichtigsten Verbindungen der geschweissten Vollwandbalken im Brückenbau näher beschrieben. Die rechnerische Abschätzung der durch die Vorwärmungsmassnahmen hervorgerufenen Beanspruchungen kann auf Grund der angegebenen einfachen Ableitungen durchgeführt werden.

Nach der Erörterung der Kostenfrage zur Durchführung der Wärmemassnahmen werden einige günstige, praktische Erfahrungen im Betriebe, mit zwei auf solche Art geschweissten Brücken näher beschrieben.

Summary

After a general survey, a more detailed description is given of the practical application of preliminary heating to the more important connections of the welded solid-web beams in bridge-building. The mathematical estimate of the stressing caused by the heating operations can be based on the simple deductions that are given.

After discussing the question of the cost of carrying out the preheating, full descriptions are given of some successful practical experience in actual work on bridges welded in such a manner.

Résumé

Après une vue d'ensemble, l'auteur décrit d'une manière détaillée les conditions pratiques d'exécution des opérations de chauffage préalable des poutres pleines soudées des ponts métalliques. Le calcul approché des contraintes mises en jeu par ce chauffage préalable peut être effectué sur la base d'équations simples, qui sont indiquées.

Après une étude de la question des prix de revient, l'auteur expose d'une manière plus détaillée quelques expériences pratiques favorables concernant deux ponts soudés dans ces conditions.

* Die Quellen unter (8), (9), (10), (11) nicht allgemein zugänglich.

BI 2

The fabrication and erection of large welded girders

Construction et montage des grandes poutres soudées pour appareils de levage et de manutention

Die Herstellung und Aufstellung grosser geschweisster Kran-Träger

E. IBBOTSON
Middlesbrough

Introduction

The building of new steel plants in Great Britain has given structural engineers an excellent opportunity of applying modern theories of design and modern forms of construction to buildings of exceptional magnitude.

It was inevitable that welding should be used extensively in these modern structures. Such vast projects fully justified the preparation of jigs and manipulators on a scale that could not be contemplated on normal constructional projects.

The crane girders provided unusual problems of manufacture, transport and erection and form an interesting subject of welded construction.

Influence of plate mill capacities on the design

The maximum size, thickness and area of plates that can be produced by the plate mills should be carefully considered before the design of any large girder is attempted. Full information should also be obtained with regard to the extra charges that may be claimed by the mills for producing plates of abnormal width, thickness or area. It should be borne in mind that extra transport charges from the mills to the fabrication shop may also be involved.

This information will influence the position of the joints and is extremely important if a design economical in material costs and welding is to be produced.

Cold straightening of material

All material produced by the rolling mills requires straightening and levelling after having been allowed to cool. The cold straightening of sectional material is invariably carried out at the rolling mills, but the cold levelling of plates and flats can be carried out either at the rolling mills or in the fabrication shops according to individual

requirements. Most fabrication shops are equipped with roller levelling machines for cold levelling flats and plates. Unfortunately these machines were with few exceptions installed to deal with riveted construction, where girder flanges of large thickness can be built up from a series of comparatively thin plates; hence the capacities of the machines are limited and only in exceptional cases can plates over $1\frac{1}{2}$ in. thick be levelled.

The roller levelling machines in use in the plate mills and fabricating shops are usually of the seven roller type with the rolls arranged as shown in fig. 1. It will be noted that the two front rolls are located in the same vertical plane and are capable of exerting a considerable squeezing pressure. By means of the front rolls, plates and flats which have a bend in the direction of their widths can be straightened. This operation is performed by inserting small pieces of thin steel-sheet (known as shims) between the roller and the material, causing an additional local pressure which elongates the edge of the plate where the added pressure is applied. The position in which the shims are placed calls for experience and skill on the part of the operator.

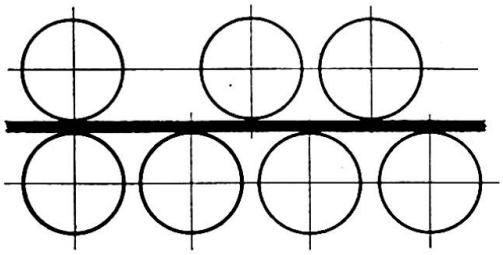


Fig. 1. Arrangement of rolls. Roller levelling machine

It will be appreciated that this process requires considerable pressure, and whilst a given machine is capable of levelling the surfaces of plates say $1\frac{1}{2}$ in. thick, only plates considerably thinner can be side straightened. Plates for large welded girders usually exceed the limits of the capacities of the roller levelling machines in use in the constructional shops, in which case these processes can, within limits, be carried out by the rolling mills. As an example, one rolling mill in this country can surface level plates by the roller process up to 3 in. thick.

For large welded girders it is preferable to order the plates sufficiently wide so that the correct width and straightness can be obtained by planing.

The degree of surface level is very important for welded crane girders and particular care must be taken with the flange plates, which have to transmit heavy wheel loads to the web plate, and form a level seating for the crane rails. It is recommended that the degree of level for the flange plates of heavy girders should not exceed $\frac{1}{32}$ in. in a 3 ft. 0 in. length. The level of web plates and similar plates, not directly load bearing, can be increased to $\frac{1}{16}$ in. in a 3 ft. 0 in. length.

Handling of finished material

After the material has been cold levelled, the greatest care must be exercised in lifting, loading into wagons and the subsequent unloading, otherwise the level of the plate can be completely ruined. The use of a stiff lifting-beam with a number of hooks for gripping the material is recommended for loading the material and transporting by the mill or fabrication-shop cranes. It is also important that the wagons or the vehicles used for transporting the material are provided with a generous number of level supports.

Fig. 2 shows a form of lifting beam in common use.

Preparation of material

When the material has been levelled, the plates forming the various parts of the girder are placed on the marking benches, and carefully marked out to the required sizes before being passed to the edge planing machines. Before the marking out of

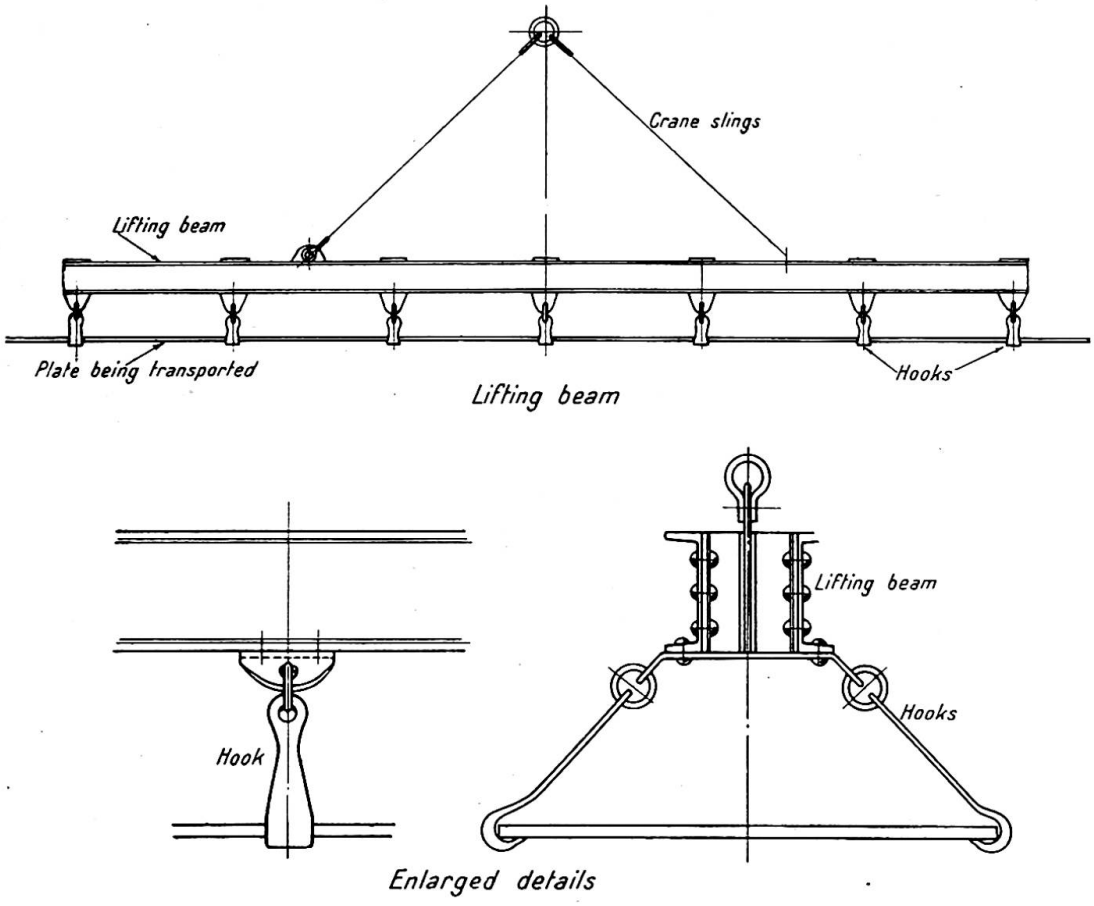


Fig. 2. Typical plate lifting beam

the material is commenced it is necessary to assess the amount of shrinkage that is expected to take place during the welding process. The amount that a girder will shrink in length and depth is influenced by the number of butt joints in the web and flanges, the number of web stiffeners and the amount of welding, but by experience it is possible to assess the shrinkage with a fair degree of accuracy. If a number of girders are to be made, measurements can be taken of the first girder manufactured and the subsequent material adjusted accordingly. The amount of expected shrinkage must be added to the finished sizes of the plates during the marking-out process.

Testing specimen joints

When the design of a large girder has been completed, and the form of welded joints, the types of electrodes to be used and the welding procedure decided upon, full-scale physical tests of the important joints can be carried out at a moderate expense. The test specimens should be prepared in the fabrication shop, under the normal working conditions, to reproduce as closely as possible the conditions of the production welding. The specimen should be planed to a given width, and the section through the weld polished, etched and sulphur printed. This information, together with the data of the type of electrodes used, welding procedure and the results of the destruction tests, should be recorded for future reference. After the tests have been completed, it is occasionally found that a small amendment to the bevel of a preparation or a throat thickness will give increased results, which justifies the decision to carry out the destruction tests.

For a very large welded project it may be considered advisable to prepare a scale-model girder, which can be loaded in a testing machine in a manner comparable to the loading of the girder. Fig. 3 shows a model girder, prepared to represent crane girders of 110 ft. 0 in. span, 12 ft. 5 in. deep and weighing 90 tons. The flanges of the

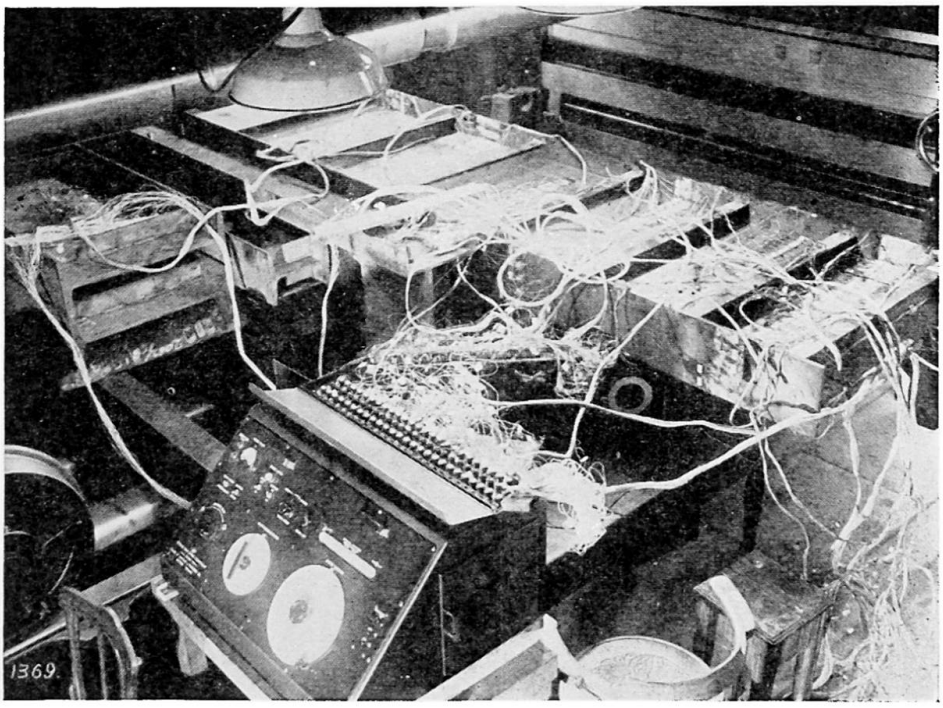


Fig. 3. Testing of scale model girder. Load applied horizontally

girders were 36 in. wide and $2\frac{1}{2}$ in. thick and it was important to determine the distribution of flange stress, and if possible the intensity of stress at the junction of the flange plate to the web plate. The opportunity was taken to obtain information with regard to web stresses and the stresses in the stiffeners. The results were recorded by the electrical strain-gauge method and the equipment used for the experiment can be seen in fig. 3. Fig. 4 shows a typical data-sheet tabulating the results.

Quality of material

All material used for the girders described below was manufactured in accordance with British Standard No. 15. This steel has an ultimate tensile strength of 28 to 33 tons/in^2 with a yield point of 16 tons/in^2.

Examples of welded crane girders

Fig. 5 shows details of a welded crane girder, one of a number fabricated for the melting-shop building of a steel plant. These girders were 110 ft. 0 in. long, 12 ft. 5 in. deep over the flanges and each weighed approximately 90 tons. The flanges were 36 in. wide and $2\frac{1}{2}$ in. thick, the web plate 106 in. wide and 1 in. thick, the flitch plates 19 in. deep and $2\frac{1}{2}$ in. thick.

The maximum width of plates that can be produced by the rolling mill from which the material was obtained is 108 in. and the maximum thickness of material that could be cold-roller-levelled was 3 in. These limits determined the depth of web plate and 106 in. was within the maximum width after allowing the necessary margin for edge planing.

It was decided, in view of the accuracy of level required, to keep the thickness of the flange plates well within the levelling limit of 3 in.; and to achieve this without using an excessively wide flange plate, whilst providing the amount of inertia required, it was decided to use thick plates between the web plate and the flange plate. These

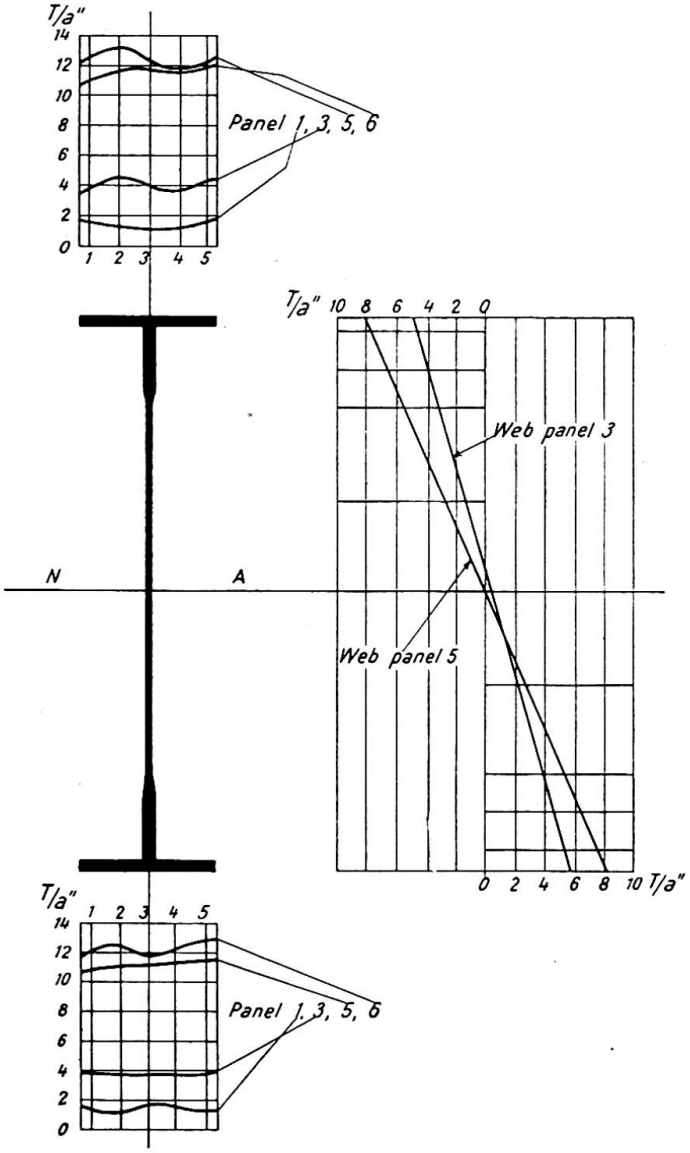


Fig 4. Tests on model girder bending stresses in flanges and web load 75 tons
Note: For T/a'' read tons/in.^{2}

plates are referred to as flitch plates and are analogous to flitch plates often used between the flange angles and web plates of riveted girders when it is necessary to increase the moment of inertia of the girder without using an excessively thick flange plate.

It will be noted that the flange plates were reduced in thickness at the points of reduced bending moments, the reduction being made on the inside of the flanges, to maintain a level top flange under the crane rail and, as will be seen later, to facilitate the removal of the girder from the manipulator. To ensure flange straightness the flange plates were ordered from the mills 37 in. wide and planed to 36 in. wide. The flitch plates were planed to width and reduced from $2\frac{1}{2}$ in. to 1 in. thick, with a 1 in 5

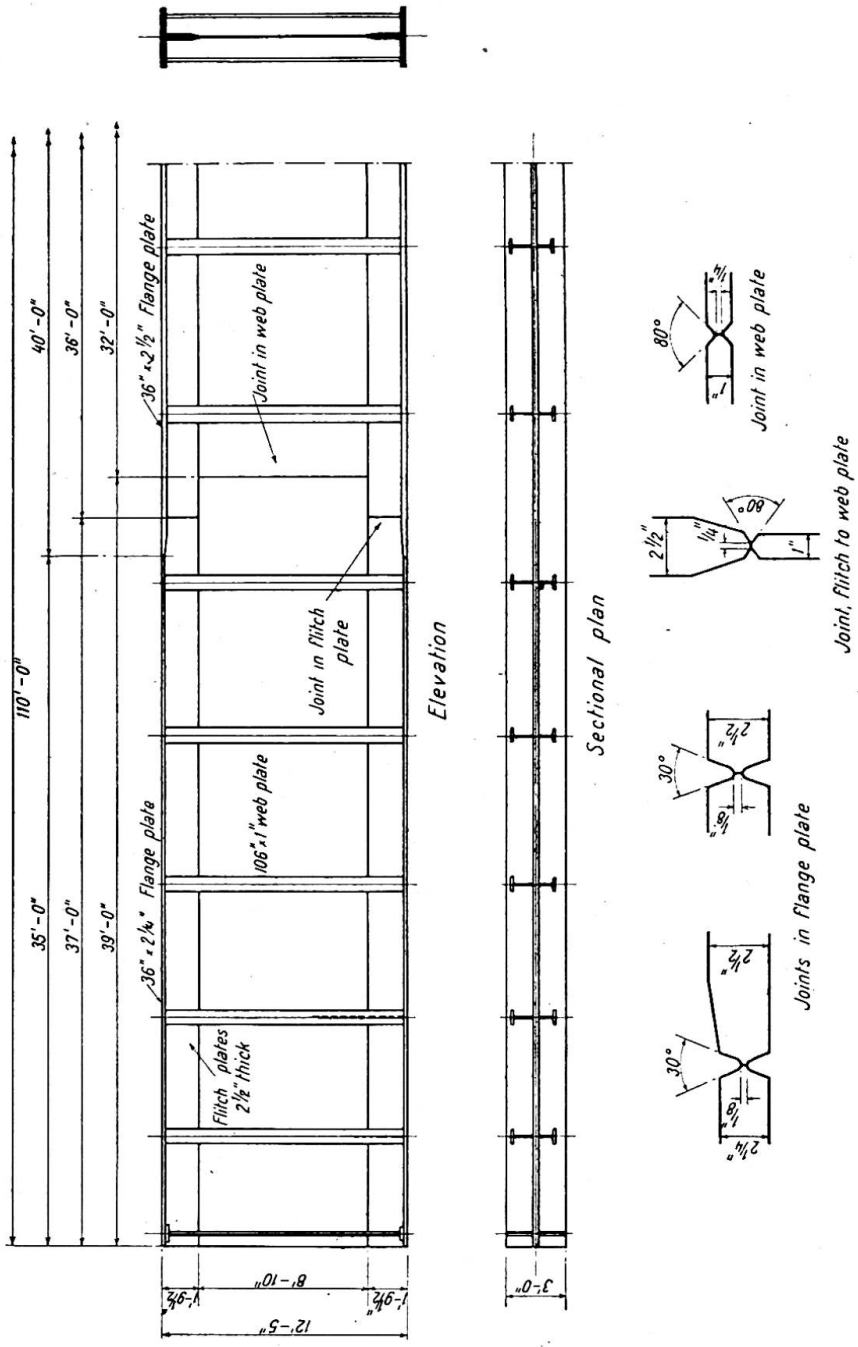


Fig. 5. Welded crane girder 110 ft. 0 in. span. Approximate weight 90 tons

bevel for butting to the 1 in. thick web plate. The web plates were edge planed to size and bevelled for welding.

It will be noted that the butts in the flange and flitch plates were arranged with double U preparation with butting root faces $\frac{1}{8}$ in. wide. As will be seen later, this preparation was for vertical welding. The butts in the web plate and the web plate to the flitch plate had double V preparations with root faces $\frac{1}{4}$ in. wide arranged for down-hand welding. All joints had tight butting surfaces, no gaps being allowed for welding. The practice of providing gaps was considered unnecessary, as this leads to considerable difficulties with jigging, adds to the shrinkage and increases the possibility of distortion.

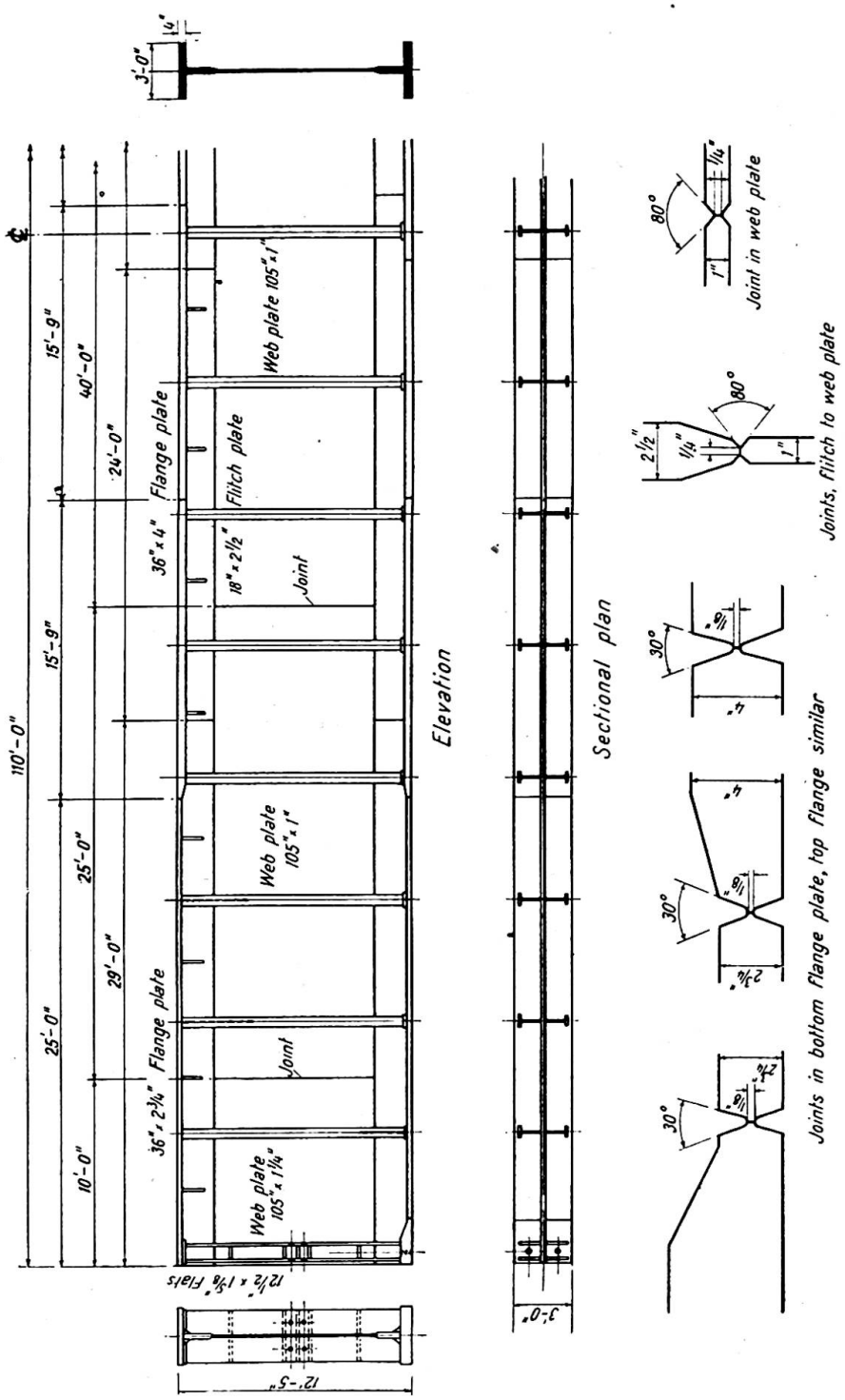


Fig. 6. Welded crane girder 110 ft. 0 in. span. Approximate weight 100 tons

Fig. 6 shows a further girder, one of several constructed for another steel plant building. These girders are 110 ft. 0 in. long, 12 ft. 5 in. deep over flange plates, and each weighs approximately 100 tons. It was impossible with these girders to keep the thickness of the flanges within the 3 in. cold levelling limit, and flanges 36 in. wide and 4 in. thick were used. These plates were ordered from the rolling mills 4½ in. thick and were surface planed to 4 in. thick, in order to provide the level surfaces required.

Welding details

The welding preparation for the girders is given in figs. 5 and 6. The butts in the flange plates and flitch plates were welded vertically, two welders working simultaneously, one on either side of the plate. This method minimises angular distortion of the plates, lessens the possibilities of weld cracking and avoids the necessity of turning the work over during welding. No. 8 gauge electrodes were used for the first run, and the weld was completed by subsequent runs of No. 6 gauge electrodes.

For the butts in the web plates and the butt of the web plate to flitch plate $\frac{1}{4}$ in. diameter deep-penetrating electrodes were used for the first run, followed by a further run of No. 4 gauge normal-penetrating electrodes. For the $\frac{5}{8}$ in. fillet welds, attaching the flitch plates to the flange plates, one run of No. 4 gauge electrode was used, followed by one run using a $\frac{3}{8}$ in. diameter electrode. Deep-penetrating electrodes were not used for any down-hand fillet welds. The stiffeners were welded to the web plates, with continuous fillet welds, carried out in a horizontal-vertical position.

Welding procedure

It cannot be too strongly stressed that the sequence in which the various welding operations are carried out is of the utmost importance. If the welding sequence is carefully considered most of the difficulties of weld cracking and distortion can be avoided. The object is to allow the material to shrink freely and not to restrain shrinkage by welding in an ill-considered manner.

The sequence adopted for welding the girders previously described was as follows:

(1) The butts in the flange plates welded.
(2) The butts in the web plates welded.
(3) The butts in the flitch plates welded.
(4) The stiffeners welded to the webs.
(5) The web welded to the flitch plates.
(6) The flitch plates welded to the flanges.
(7) The feet of the stiffeners welded to the flanges and flitch plates.

The operations 1, 2 and 3, allow the material to shrink freely in its length before being restrained by any longitudinal welding. The welding of the stiffeners in operation 4 causes a further shrinkage in a longitudinal direction. It is not until this shrinkage has taken place that the longitudinal welds in operations 5 and 6 can be carried out.

Design of manipulators

When fabricating girders of normal size, it is common practice to assemble the prepared material in jigs, tack weld all parts in place, remove from the jigs and place in a manipulator for final welding. The manipulators are so designed that the work can be rotated and placed in a position to ensure the most efficient and rapid welding. With exceptionally heavy girders this practice cannot be adopted and the manipulators must be designed so that the individual parts forming the girder can be put in place by the fabricating-shop cranes and clamped in position for welding.

Fig. 7 shows a diagrammatic cross-section through the manipulator, which consists essentially of four welded rings 18 ft. 0 in. outside diameter, connected together by a triangulated system of plate girders. The girders resist the torsion during the turning operations and carry the loads from the screws clamping the parts in place, in addition to the imposed dead loads.

The manipulator was mounted on plain rollers, four driving and four idle, and a series of horizontal rollers guide the rings during rotation. Experience has shown that flanged rollers are a source of trouble and add considerably to the power required for rotating. The manipulator was rotated by a 45 h.p. motor, geared to a turning rate of one revolution in 4 minutes. To eliminate unequal torsion in the driving shafts,

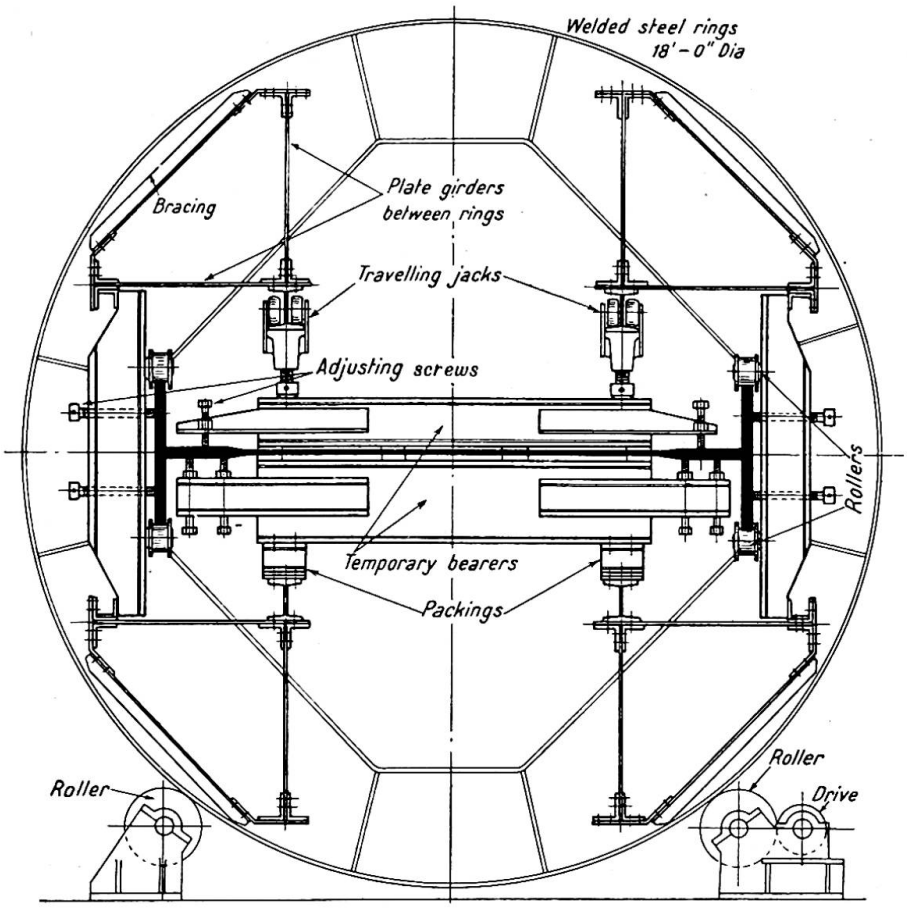


Fig. 7. Cross section through manipulator

with a consequent time lag in the driving rollers, a system of articulation was used. A series of girders span the manipulator and form a level bed on which the web plates and flitch plates are laid and adjusted. The manipulator was so designed that ample working space and accessibility was provided for the assemblers and welders.

Jigging and manipulation

The jigging operation adopted for the girders was as follows. The manipulator is rotated until the bearers for the web plates are in a horizontal position. The bearers are carefully levelled and adjusted by means of screws and packings. The web plates are then fed into the manipulator by means of the overhead shop-crane. The flange plates are fed into the receiving end of the manipulator and are carried and guided by the rollers shown in fig. 7. At this stage the flange plates are close-butted, clamped in position, and welded vertically by welders operating from either side of the butt simultaneously. The upper surfaces of the butts in the web plates can also be welded at this stage. The flitch plates are placed in the manipulator on top of the web plates and skidded into position. The web plate and flitch plates are set in position

and adjusted by means of screws attached to the bearers. The flange plates can be lifted or lowered by means of opposing jack screws.

When these operations have been completed, specially prepared beams are placed on top of the web in a position immediately over the cross bearers; these are firmly clamped by means of the travelling jack screws. The web stiffeners which have been prefabricated and machined to the exact length are placed in position, adjusted and clamped down by the remainder of the travelling jacks, two jacks being used for each stiffener.

At this stage of the jigging operation, all parts are securely clamped and the manipulator is rotated through 180°. The underside of the girder is now uppermost and the remainder of the stiffeners are fitted and clamped as before. After clamping the girder is checked for size, alignment, freedom from twist, etc., and an examination made to ensure that no gaps occur between the butting surfaces.

Welding

Following the sequence already stated, the butts in the web plates are welded first, the flange plates having been welded immediately after they were adjusted in the manipulator. Two welders are employed on each butt in the web plates, both commencing at the centre of the web and working outwards to the flanges in opposite directions. The manipulator is rotated and the butts are completed on the reverse side of the web. The butts in the flitch plates are welded with the girder in a vertical position, both sides of the butt being welded simultaneously.

The stiffeners are welded to the web plate with the girder in a horizontal position, two welders being employed on each stiffener, commencing at the centre of the girder and working outwards. The welding of the longitudinal butt between the web plates and the flitch plates is carried out with the girder in a horizontal position. Two welders are employed, each working outwards from the centre of the butt length, using a $\frac{1}{4}$ in. diameter deep-penetrating electrode, followed as quickly as space will allow by two further welders to complete the joint with an additional run of No. 4 gauge normal-penetrating electrodes. After completing one-third of the length of the joint in the centre of the girder, the manipulator is reversed and a similar amount of welding completed on the reverse side. The outer thirds of the joints are welded in a similar manner.

The $\frac{5}{8}$ in. fillet weld between the flange plate and flitch plate is welded with the girder inclined at an angle of 45°.

Removing girder from the manipulator

For removing the finished girder from the manipulator, a number of rollers were designed which can be attached to the manipulator. When a girder is completed, the manipulator is rotated until the bottom flange is uppermost with the girder in a vertical position. The roller gear, which in this position can be handled by the overhead shop-crane, is bolted to the manipulator with the rollers in close contact with the flange of the girder. After the rollers have been secured, the manipulator is rotated until the top flange is uppermost; this rotation brings the roller gear to the shop-floor level. Packings are inserted to bed the rollers firmly on concrete foundations provided in the shop floor.

At this stage all clamping screws securing the girder are loosened and the full weight of the girder rests on the roller gear. It will be noted that the rollers used for inserting the flange plates into the manipulator now operate as guides for the removal of the girders. The girders are drawn out of the manipulator by winches.

Fig. 8 shows this operation being carried out.

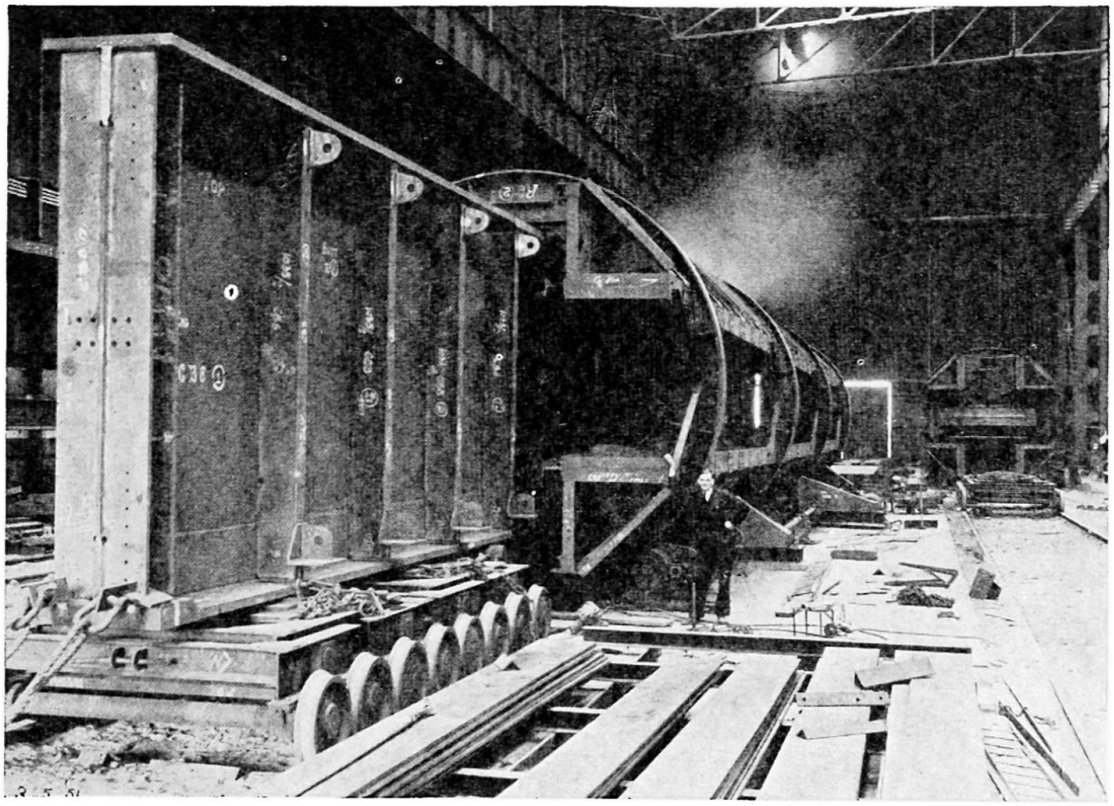


Fig. 8. Welded girder leaving manipulator. Second manipulator in the background

TRANSPORT TO SITE

Girders of the size and weight described cannot be transported by rail or road, and it is essential that the assembly and welding is carried out close to the site of erection.

On large projects it is usually possible to convert a convenient ancillary building of the plant into a temporary fabricating shop, in which the manipulators can be installed. The material can be fully prepared and transported to the site by normal means. Special tracks can be laid from the temporary fabricating-shop to the site of erection capable of carrying the weight of a completed girder and of such a width as to provide ample stability to the bogies used. It will be appreciated that if the girders are transported vertically, bogies on a 4 ft. 8½ in. track will not provide sufficient stability.

ERECTION OF GIRDERS

Erection of any unit is considerably simplified if the point of lift is applied at the centre of gravity of the unit. This enables the unit to be guided into position with a minimum of effort on the part of the fixers and a minimum amount of skill on the part of the crane driver. Cranes capable of lifting 100 tons are not often available, and to fabricate a crane for one specific contract is rarely an economical proposition.

The crane shown in fig. 9, usually known as a Goliath crane, is probably the most efficient type of crane for erecting buildings requiring exceptionally heavy lifts. The crane can be arranged to span the building and if the cross bridge and the vertical legs are of unit construction the Goliath crane can be adapted for use with buildings of various heights and spans. This type of crane has the advantage that the legs are clear of foundations and flues within the building, and that it is stable without the use of kentledge or guys.

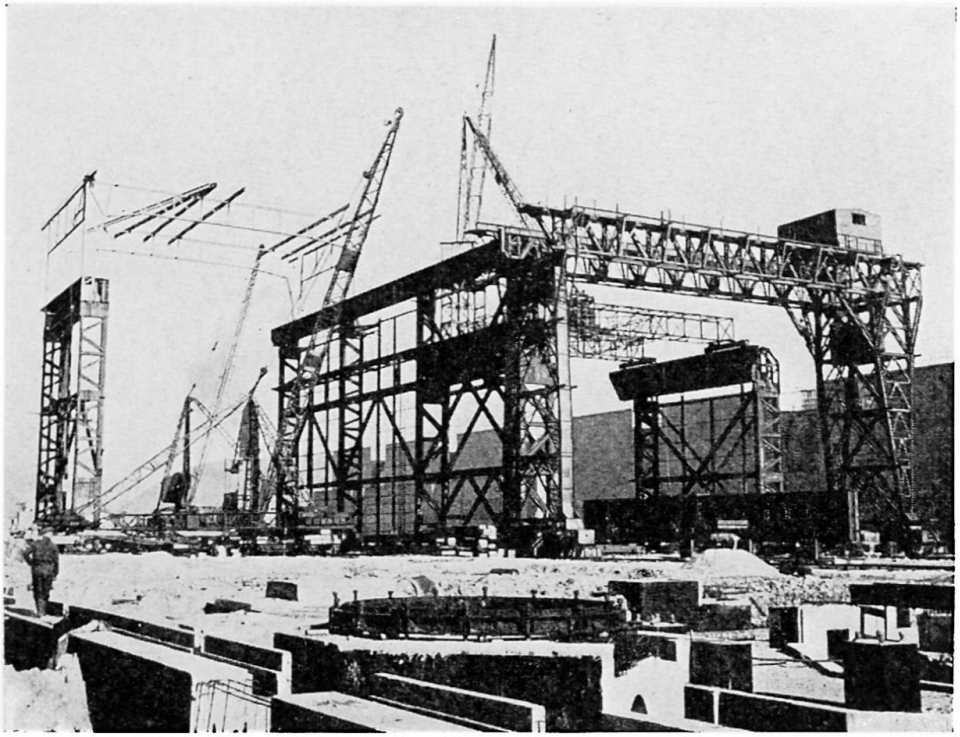


Fig. 9. Goliath erection crane with a 90-ton girder in position for lifting

Fig. 10. 100-ton welded girder being lifted by a derrick crane and a derrick mast

Fig. 10 shows a 100-ton girder being lifted at two points by a Scotch-derrick crane, and a derrick mast with winch. The lifting capacity of the crane shown is 65 tons, and the position of the lift can be so arranged that the crane can be used to capacity without any possibility of overloading.

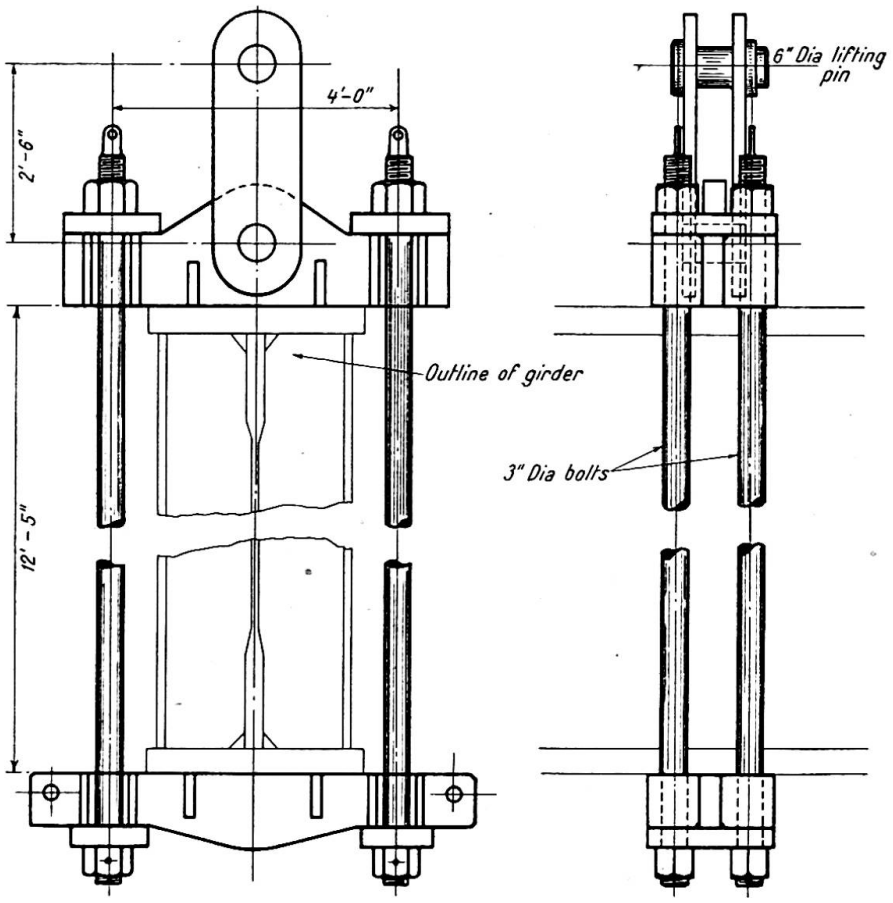


Fig. 11. Lifting cradle for 100-ton girder

Fig. 11 shows a lifting cradle designed for lifting a 100-ton girder from one central point.

ACKNOWLEDGEMENTS

The author wishes to acknowledge his gratitude to Messrs. Dorman Long & Co. Ltd., Middlesbrough, for the facilities afforded during the preparation of this paper, also to the Steel Co. of Wales Ltd., Port Talbot, and Messrs. John Summers & Sons Ltd., Shotton, Chester, for their permission to publish photographs and information relating to their new steel plant buildings.

Summary

The paper suggests collaboration between the rolling mills and the structural designer if full advantage is to be taken of the maximum mill limits.

The importance of accurate cold levelling of the plate material and the subsequent care that should be taken when handling material is described.

Examples of large welded girders produced for steel plant buildings are given, together with details of welds, welding procedure and a description of the manipulators used.

A brief description is given of methods employed in transporting and erecting very large girders.

Résumé

L'auteur suggère une coopération entre les laminoirs et les ingénieurs d'études, si l'on veut pouvoir tirer intégralement parti des possibilités maxima des laminoirs. Il attire l'attention sur l'importance d'un dressage à froid précis des matériaux et sur les précautions qu'il y a lieu de prendre pour la manutention ultérieure de ces éléments.

Il cite des exemples de poutres soudées de grandes et de très grandes dimensions qui ont été construites pour des aciéries et donne des indications de détail sur le soudage et sur les dispositifs prévus pour la manutention de ces poutres, ainsi que pour leur transport et leur montage.

Zusammenfassung

Der Aufsatz weist hin auf die Zusammenarbeit zwischen Walzwerk und Konstrukteur, die nötig, ist, um die grössten Walzen voll ausnützen zu können.

Die Wichtigkeit des genauen Kaltrichtens der Bleche und die nachherige Sorgfalt bei der Bearbeitung des Materials wird beschrieben.

Als Beispiele dienen grosse geschweisste Träger für ein Stahlwerk, einschliesslich der Einzelheiten der Schweissnähte, des Schweissvorgangs und einer Beschreibung der verwendeten Vorrichtungen.

Zum Schluss werden die Methoden für den Transport und die Aufstellung sehr grosser Träger kurz beschrieben.