

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

Band: 6 (1960)

Rubrik: IIa. Welding

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: 23.02.2026

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

II a 1

Beitrag zur Berechnung von Kehlnähten, die von Scher- und Normalkräften beansprucht werden

Contribution to the Calculation of Fillet Welds Subjected to Direct and Shearing Stresses

Contribution au calcul des cordons d'angle sollicités par des contraintes longitudinales et par des cisaillements

F. FALTUS

Prof. Dr. Ing., Prag (ČSR)

Die Berechnung von Kehlnähten in Schweißverbindungen erfolgt schon seit langem in verschiedenen Ländern ziemlich einheitlich und nach einfachen Formeln. Eine genaue Berechnung scheint auch bei der sehr verwickelten ungleichmäßigen Spannungsverteilung in Kehlnähten und den streuenden Versuchsergebnissen wenig erfolgversprechend. In letzter Zeit wurde die Frage jedoch neuerlich aufgegriffen, und es wird auf Grund zahlreicher neuer Versuche versucht, zu einer internationalen Norm für die Berechnung von Kehlnähten zu gelangen¹⁾, die von einer Kraft unter einem beliebigen Neigungswinkel zur Kehlnahtachse beansprucht werden. Die Revision der bisherigen Berechnungsformeln scheint angezeigt, weil bei den ursprünglichen Versuchen hauptsächlich nackte Elektroden verwendet wurden, während heute das Schweißgut fast dieselbe Verformungsfähigkeit besitzt wie das Grundmaterial. Es wird daher bei der Ableitung von Berechnungsformeln oft auch mit einem plastischen Spannungsausgleich gerechnet.

Uneinigkeit besteht jedoch in der Frage, ob bei der Berechnung von Kehlnahtverbindungen neben der Scherspannung τ und Normalspannung $\sigma_{\perp}$ in dem Bruchquerschnitt der Kehlnaht (Fig. 1) auch noch die Längsspannung $\sigma_{\parallel}$ berücksichtigt werden muß. Zur Klärung der Frage wurden in internationalem Maßstab Versuche durchgeführt, die jedoch kein eindeutiges Ergebnis brachten.

¹⁾ Arbeiten in der Kommission ISO/TC 44 der International Standard Organization und der Kommission XV des International Institute of Welding.

Ich möchte in Nachstehendem versuchen, zu den aufgetretenen Meinungsverschiedenheiten Stellung zu nehmen und einige grundlegende Betrachtungen zur Durchführung von Versuchen von Schweißverbindungen machen.

Die Schweißverbindung unterscheidet sich von genieteten und geschraubten Verbindungen insbesondere dadurch, daß das Verbindungsmittel, d. i. das Schweißgut zum integrierenden Bestandteil der Konstruktion wird und an allen elastischen und plastischen Formänderungen des Grundmaterials teilnimmt.

Bei der Berechnung darf die Schweißnaht nicht losgelöst von ihrer Umgebung betrachtet werden; es ist nicht zulässig, ihre Beanspruchung und Verformung unabhängig von der Spannungsverteilung im Grundmaterial zu verfolgen, wie es oft geschieht.

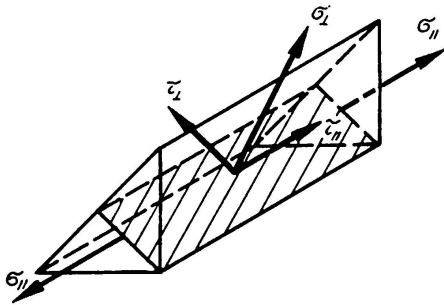


Fig. 1. Beanspruchung einer Kehlnaht.

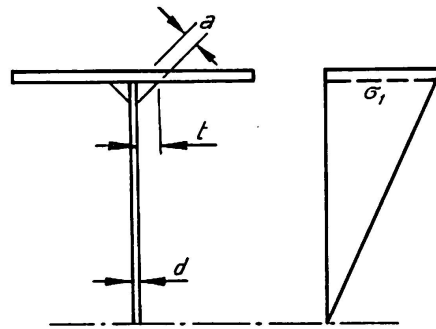


Fig. 2. Berechnung der Halsnähte eines Vollwandträgers.

Bei Stumpfnähten ist es klar, daß die Verformung und bei gleicher Streckgrenze und Festigkeit auch die Spannungsverteilung in der Schweißnaht und deren Umgebung gleich sein müssen. Bei wirklichen Schweißverbindungen ist diese Gleichheit nicht vorhanden, und so entstehen verwickelte Spannungszustände, wenn z. B. die Streckgrenze im Grundmaterial oder im Schweißgut überschritten wird. Schwierig ist z. B. auch die Berechnung von schiefen Stumpfnähten.

Bei Kehlnähten ist die Sache noch verwickelter, da wir hier zwei verschiedene Arten von Spannungen unterscheiden müssen: Eine entspringt der Funktion Schweißnaht als Verbindungsmittel, also aus der Aufgabe, Kräfte zwischen zwei Konstruktionsteilen zu übertragen, die andere ist bedingt durch die Gleichheit der Verformung von Schweißgut und Grundmaterial als untrennbares Ganzes. Es ist nun zu entscheiden, ob bei der Berechnung der Schweißnähte auch die zweite Art von Spannungen berücksichtigt werden muß.

Als einfaches Beispiel sei die Berechnung der Halsnähte eines Vollwandträgers betrachtet (Fig. 2). Die Spannung erster Art entspringt der Längskraft $T = \frac{Q S}{J}$ (kg/cm)², welche die Schweißnaht aus dem Steg in den Gurt einleitet und in der Schweißnaht die Spannung τ_1 und in dem Stehblech die

²⁾ Q = Querkraft, J = Trägheitsmoment, S = statisches Moment.

Scherspannung τ_s erzeugt. Die zweite Spannungsart ist die Normalspannung $\sigma_{||}$, die in Schweißnaht und im Steg gleich sind. Eine Vergrößerung des Schweißnahtquerschnittes bringt nur eine Verkleinerung von τ_1 , nicht aber von $\sigma_{||}$ mit sich. Solange unter Einfluß der Scher- und Normalkräfte die Streckgrenzen nicht überschritten werden, ist die Vergleichsspannung in der Schweißnaht

$$\sigma_s = \sqrt{\sigma_{||}^2 + 3\tau_1^2}. \quad (1)$$

Es ist also die Frage, ob in (1) die Längsspannung $\sigma_{||}$ berücksichtigt werden soll, oder ob die Berechnung nur auf τ_1 zu geschehen hat.

Bei der Erprobung von Vollwandträgern auf Ermüdung geht der Bruch gewöhnlich von einem Fehler in der gezogenen Halsnaht aus und der Bruch erfolgt, je nach der Lage des Fehlers, im querkraftfreien Mittelteil oder in den seitlichen Teilen, in denen eine kleinere Normalspannung, aber eine zusätzliche Scherspannung τ_1 herrscht. Die Ergebnisse von Ermüdungsproben streuen sehr, wenn man die ertragenen Belastungen vergleicht, stimmen aber gut überein, wenn man die Vergleichsspannungen σ_s in der Bruchstelle vergleicht³⁾. Ermüdungsproben bestätigen also die Richtigkeit der Formel (1).

Bei statischer Belastung erfolgt gewöhnlich der Bruch nicht in der Schweißnaht, auch wenn die Vergleichsspannung nach (1) weit die Festigkeit der Schweißnaht übersteigt. Es wird daher oft behauptet, daß bei statischer Belastung die Spannung $\sigma_{||}$ keinen Einfluß auf die Festigkeit hat. Es wurden im Rahmen der internationalen Zusammenarbeit im Zentralinstitut für Schweißtechnik in Halle/Saale auch Versuche mit Trägern ausgeführt, die unter Vorspannung verschweißt wurden, so daß verschiedene Kombinationen von $\sigma_{||}$ und τ_1 erzielt wurden. Es zeigte sich bei statischer Belastung kein Einfluß von $\sigma_{||}$ auf die Tragfähigkeit, obwohl die Querschnitte der Schweißnähte in den maßgebenden Stellen sehr klein gewählt wurde und die Streckgrenze des Grundmaterials überschritten wurde.

Einen großen Einfluß auf dieses Verhalten hat ohne Zweifel die große Festigkeit der Schweißnähte kleinen Querschnittes, die noch durch den ver-

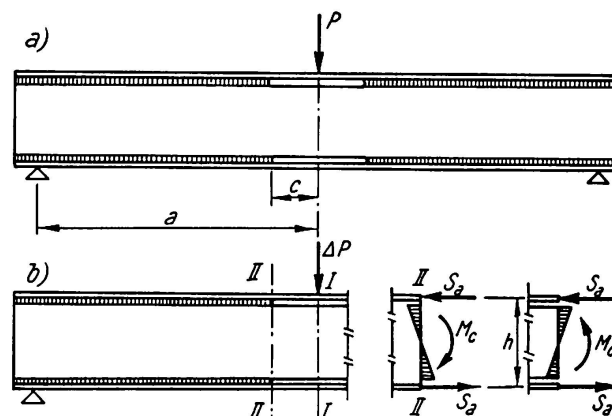


Fig. 3. Vollwandträger, dessen Halsnähte in der Strecke $2c$ die Streckgrenze überschritten haben.

³⁾ PUCHNER, Ermüdungsfestigkeit von Vollwandträgern mit Unterpulverschweißung. Zváračský sborník IV (1958, S. 184—204).

hältnismäßig großen Einbrand vermehrt wird. Von Einfluß ist jedoch auch die Spannungsverlagerung nach Erreichen der Streckgrenze. Setzen wir voraus, daß in einem Träger nach Fig. 3a in der Strecke $2c$ in der Schweißnaht die Streckgrenze überschritten wurde, die Schweißnaht also fließt, so bedeutet dies noch nicht einen Zusammenbruch des Trägers oder eine wesentliche Zunahme der Durchbiegung. Ähnlich wie in einem plastischen Gelenk trägt eine Schweißnaht die Schubkraft T , die zu ihrer Plastifizierung geführt hat, und verhält sich für eine weitere Belastung des Trägers ΔP vollständig plastisch, so daß das statische System des Trägers für ΔP dem der Fig. 3b entspricht. Die Beanspruchung der Gurte ist auf die Länge $2c$ konstant; die Zusatzmomente von der Belastung ΔP überträgt das Stehblech. Diese Spannungsverlagerung verursacht nur einen kleinen Zuwachs der Durchbiegung.

Wenn die Streckgrenze früher in dem Grundmaterial als in der Schweißnaht erreicht wird, muß die Naht den erhöhten Formänderungen folgen. Erst wenn ihre Verformungsfähigkeit erschöpft ist, werden in der Naht Querrisse auftreten, die jedoch nur einen Abbau der Längsspannungen, nicht aber eine Verminderung der Möglichkeit der Übertragung von Scherkräften zur Folge haben.

Aus diesen Überlegungen, die durch Versuche bestätigt werden, kann gefolgert werden, daß bei der Berechnung von Kehlnähten der Einfluß einer Längsbeanspruchung aus der Mitwirkung mit dem Grundmaterial bei statischer Belastung immer dann vernachlässigt werden kann, wenn nach Ausschalten der Wirksamkeit der bis zum Fließen beanspruchten Teile der Schweißnähte noch ein tragfähiges Gebilde für die Aufnahme weiterer Belastungen übrig bleibt. Die Umgruppierung des Kräfteverlaufes ist zu vergleichen mit dem Momentenausgleich bei Durchlaufträgern durch Bildung plastischer Gelenke.

Der Einfluß einer Längsbeanspruchung $\sigma_{||}$ der Kehlnähte muß sich aber voll dort auswirken, wo eine solche Umgruppierung der Kräfte nicht möglich ist, also sozusagen eine statisch bestimmte Kraftübertragung vorliegt. Eine solche Verbindung ist nicht leicht zu entwerfen. Eine vollkommene Lösung

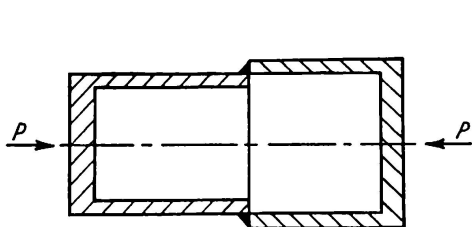
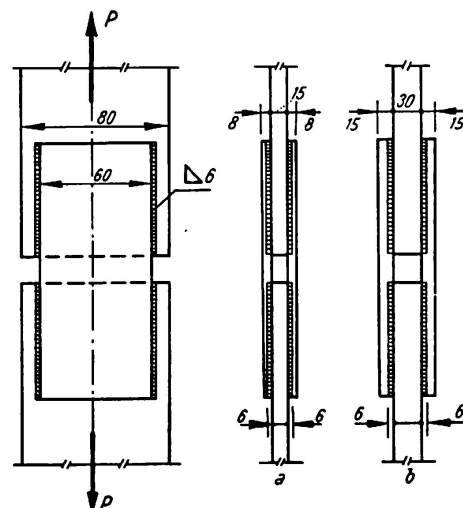


Fig. 4. Prüfung von Kehlnähten auf Abscherung und Zug.

Fig. 5. Überlappter Stoß mit Flankennähten.



stellen die in Frankreich ausgeführten Versuche dar. Die untersuchte Kehlnaht verbindet nach Fig. 4 zwei Rohrhälften und wird durch Verdrehen der beiden Rohre gegeneinander auf Abscheren beansprucht. Durch Innendruck wird die Rohrwand und hiemit auch die Schweißnaht auf Zug beansprucht, wenn die Beanspruchung in der Längsrichtung durch eine entsprechende äußere Kraft P kompensiert wird. Wegen der kleinen erreichbaren Variationen von $\sigma_{||}$ haben auch diese Versuche kein überzeugendes Ergebnis geliefert.

Eine einfache Probe zur Demonstration dieser Zusammenhänge ist der überlappte Stoß nach Fig. 5. Die Kehlnähte, welche die Kraft vom Mittelstück in die Beilagen übertragen, sind auf Abscheren beansprucht, als Teil des Versuchskörpers sind sie jedoch auch auf Zug beansprucht. Bei sonst gleichen Abmessungen sind die Längsspannungen um so kleiner, je größer die Dicken der Bleche und Stoßlaschen sind. Obwohl sich bei größerer Dicke der Stoßlaschen der Einfluß der Exzentrizität vermindern auf die Tragfähigkeit bemerkbar macht, überwiegt der Einfluß der Längsspannungen, so daß bei großen Dicken der Probekörper und kleinen Schweißnahtquerschnitten eine Zunahme der Tragfähigkeit zu erwarten ist. Versuche bestätigen dies. Bei Schweißerprüfungen aus dem Jahre 1932 wurden je 8 Probekörper gleicher Breitenabmessungen nach Fig. 5 mit 6 mm dicken Kehlnähten verschweißt. Bei einer Blechdicke von 8 mm war die durchschnittliche Festigkeit der Kehlnähte $\tau_1 = 27,7 \text{ kg/cm}^2$, bei 15 mm dicken Blechen jedoch $31,1 \text{ kg/cm}^2$. Im ersten Fall war die Beanspruchung der Deckbleche 2000 kg/cm^2 , im zweiten Fall nur etwa die Hälfte. Auch die Versuche von WÄSTLUND⁴⁾ zeigen deutlich eine Erhöhung der Tragfähigkeit von Kehlnahtverbindungen, wenn die Spannung im Grundmaterial geringer ist.

Diese Beispiele zeigen, daß die Tragfähigkeit von Schweißverbindungen gleicher geometrischer Form nicht nur von der Beanspruchung der Schweißnaht, sondern stark von der Beanspruchung des Grundmaterials im Augenblick des Bruches der Schweißnaht abhängen. Weil gewöhnlich verlangt wird, daß die Sicherheit der Schweißverbindung der Sicherheit des Grundmaterials gleicht, sollte befolgt werden: Bei der Prüfung der Tragfähigkeit von Schweißverbindungen soll die Tragfähigkeit der Schweißnähte nur um Weniges kleiner sein als die zu verbindenden Teile.

Die angeführten Proben sind nur schwer einer genauen Berechnung zugänglich, da die Verteilung der Schub- und Normalspannungen über den Querschnitt sehr ungleichmäßig ist. Darum haben wir neue Proben nach Fig. 6 entworfen, in denen eine günstigere Verteilung der Spannungen zu erwarten ist. Die Probestäbe bestehen aus zwei gleichen Teilen, die 1:10 abgeschrägt mit Flankennähten verbunden sind. Zur Erzielung einer gleichmäßigen Nahtdicke sind sie als V-Nähte ausgeführt und nach dem Schweißen abgeschliffen worden.

⁴⁾ WÄSTLUND, ÖSTLUND, Spannungsverteilung in Kehlnähten, V. Kongreß IVBH Lissabon 1956, Vorbericht S. 503—516.

Tabelle 1

		a cm	b cm	t_1+t_2 cm	P t	$\sigma_{\parallel}$	$\tau_{\parallel}$	σ_{SI}	σ_{SII}	
						t/cm ²				
Serie I	1	2,0	4,0	0,568	27,5	3,42	2,41	4,16	5,31	⁵⁾
	2		6,0	0,567	39,2	3,25	3,43	5,92	6,72	⁶⁾
	3		9,0	0,506	39,2	2,16	3,84	6,63	6,88	⁶⁾
	4		14,0	0,540	41,3	1,47	3,81	6,60	6,74	⁶⁾
	5		20,0	0,549	43,5	1,08	3,94	6,80	6,89	⁶⁾
Serie II	1	2,0	4,0	0,600	34,35	4,27	2,85	4,92	6,48	⁵⁾
	2		6,0	0,600	47,75	3,86	3,95	6,82	7,80	⁶⁾
	3		9,0	0,640	55,00	3,04	4,28	7,38	7,95	⁶⁾
	4		13,5	0,665	59,89	2,21	4,50	7,74	8,03	⁶⁾

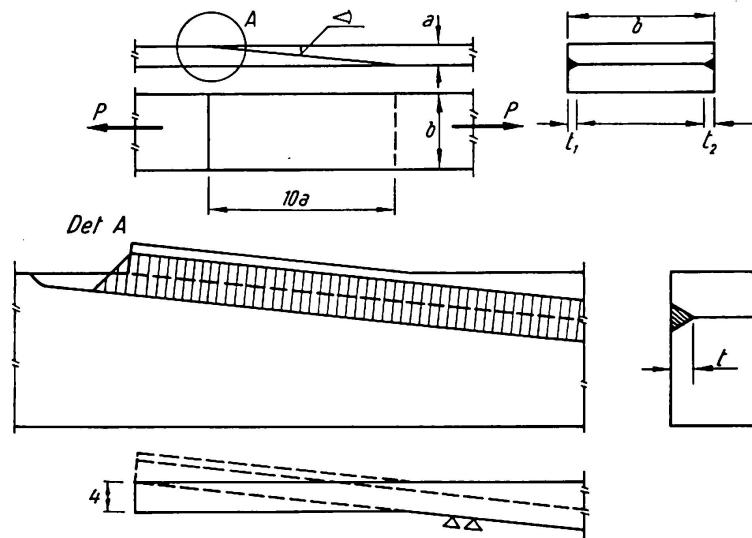


Fig. 6. Probekörper mit gleichmäßiger Verteilung der Kräfte in der Flankennaht.

In dem Probekörper herrscht praktisch konstante Längsspannung $\sigma_{\parallel}$, daher ist auch die Verteilung der Schubspannungen τ_1 in der Naht konstant und nicht wie bei gewöhnlichen überlappten Stößen an den Enden wesentlich größer wie in der Mitte. Durch Wahl verschiedener Stabbreiten b kann die Größe der Längsbeanspruchung in weiten Grenzen geändert werden und eine beliebige Kombination von $\sigma_{\parallel}$ und τ_1 erzielt werden. Die Verteilung der Spannungen $\sigma_{\parallel}$ ist allerdings über die Breite der Probestäbe nicht konstant; die Spannungen sind an den Rändern, in denen die Kraft eingeleitet wird, größer als in der Stabachse. Bei sehr breiten Stäben wird sich ungünstig auch eine zusätzliche Beanspruchung der Schweißnähte in der Querrichtung bemerkbar machen. Im großen und ganzen wird jedoch die Beanspruchung günstiger liegen, wie bei Probestäben nach Fig. 5.

5) Bruch im Grundmaterial.

6) Bruch in der Schweißnaht.

Es wurden 2 Serien von Probestäben aus St. 37 verschiedener Breite und Schweißnahtdicke geprüft. Die Ergebnisse sind in Tabelle 1 und in Fig. 6 zusammengefaßt.

Bei schmalen Stäben trat der Bruch im Grundmaterial auf. Bei breiteren Stäben wurden die Schweißnähte abgescher; trotz gleichen Bruchquerschnittes der Schweißnähte ist die Bruchfestigkeit breiter Probestäbe größer als schmalen.

Bei Annahme gleichmäßiger Spannungsverteilung sind die Spannungen erster Art

$$\tau_{\perp} = \frac{Pl}{(t_1 + t_2)c^2}, \quad \sigma_{\perp} = \frac{Pa}{(t_1 + t_2)c^2}.$$

Die Vergleichsspannung bei Vernachlässigung der Spannungen zweiter Art ist

$$\sigma_{SI} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\tau_{\perp}^2}. \quad (2)$$

Die Spannungen zweiter Art sind

$$\sigma_{\parallel} = \frac{Pl}{abc}, \quad \tau_{\parallel} = \frac{P}{cb}.$$

Die Vergleichsspannung bei Einbeziehung aller Spannungen ist

$$\sigma_{SII} = \sqrt{\sigma_{\parallel}^2 + \sigma_{\perp}^2 - \sigma_{\parallel}\sigma_{\perp} + 3(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)}. \quad (3)$$

Die Spannungen wurden mit den nach Bruch gemessenen wirklichen Querschnitten der Schweißnähte errechnet. Wie die graphische Darstellung in Fig. 7 zeigt, ist trotz der Streuungen unverkennbar, daß der Einfluß der Spannungen II. Art nicht zu vernachlässigen ist.

Dies bedeutet allerdings nicht, daß für einfache Berechnungen, z. B. Hoch-

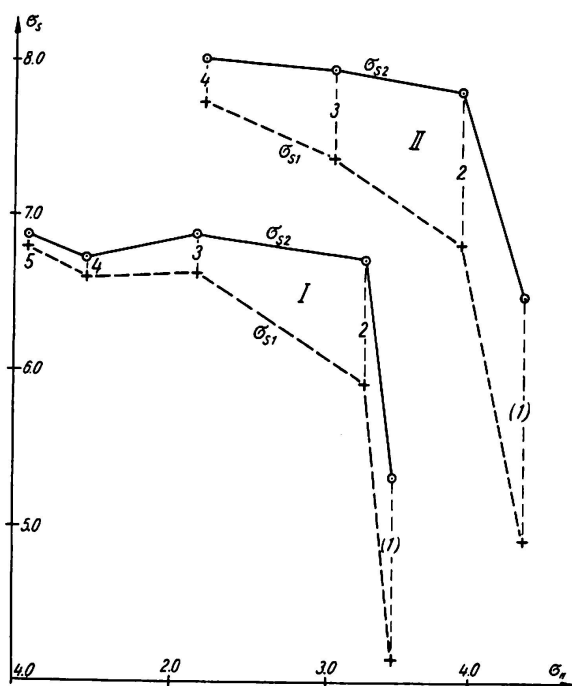


Fig. 7. Vergleichsspannung σ_{SI} bzw. σ_{SII} in Abhängigkeit von $\sigma_{\perp}$.

baukonstruktionen, die Dimensionierung der Schweißnähte nicht nach einfachen Bemessungsformeln durchgeführt werden könnte, da, wie schon gesagt, Kehlnahtverbindungen einer genauen Berechnung überhaupt schwer zugänglich sind und eine genaue Berechnung auch wirtschaftlich keine wesentlichen Vorteile bringt.

Zusammenfassung

Es wird über die Frage entschieden, ob bei der Berechnung von Kehlnähten die Normalspannung in der Längsrichtung σ_{II} zu berücksichtigen ist. Die Frage ist bei Beanspruchung auf Ermüdung unbedingt zu bejahen. Bei statischer Beanspruchung kann σ_{II} vernachlässigt werden, wenn durch Fließen ein Spannungsausgleich geschaffen werden kann. Wenn dies nicht der Fall ist, sinkt die Scherfestigkeit bei steigender Normalspannung.

Ausgeführte Versuche zeigen, daß Probestäbe nach Fig. 6 mit steigender Breite eine höhere Festigkeit aufweisen. Die Vergleichsspannung σ_{SII} mit Berücksichtigung der Spannung σ_{II} ist fast konstant; die Vergleichsspannung σ_{SI} ohne σ_{II} fällt beträchtlich mit der Höhe von σ_{II} ab.

Summary

In this article the question is raised as to whether, in the calculation of longitudinal fillet welds, the longitudinal stress σ_{II} has to be considered or not. The answer is definitely in the affirmative where there is fatigue. In statically loaded structures the stress σ_{II} may be neglected only if there is the possibility of equalising the stress distribution by local plastic deformation. If this is not possible, the shearing strength τ_{II} of the fillet weld decreases as the longitudinal stress σ_{II} increases.

Test pieces in accordance with fig. 6 showed greater strength with increasing width. The comparative stress σ_{SII} , when calculated taking σ_{II} into consideration is almost constant, but the stress σ_{SI} if σ_{II} is neglected decreases with increase in σ_{II} .

Résumé

L'article répond à la question de savoir s'il est nécessaire de tenir compte de la contrainte σ_{II} dans les cordons d'angle longitudinaux. La réponse est strictement affirmative pour une sollicitation à la fatigue. Si la charge est statique, on ne peut négliger σ_{II} que si une égalisation des contraintes par fluage local est possible. Si ce n'est pas le cas, la résistance au cisaillement diminue quand la contrainte longitudinale augmente.

Les essais exécutés montrent que la résistance des éprouvettes augmente avec leur largeur. La contrainte σ_{SII} calculée en tenant compte de σ_{II} est presque constante, mais la contrainte, σ_{SI} , dans laquelle on a négligé la contrainte σ_{II} , diminue si l'on augmente σ_{II} .

II a 2

Einfluß der Konstruktionsform und der inneren Spannungen auf die Sprödbruchgefahr

Effect of the Structural Shape and the Internal Stresses on the Risk of Brittle Fracture

Influence des dispositions constructives et des tensions internes sur le danger de rupture fragile

F. FALTUS
Prof. Dr. Ing., Prag (ČSR)

Die Erforschung der Faktoren, die die Ausbildung von Sprödbrüchen beeinflussen und der Gesetzmäßigkeiten, die hierbei walten, steht seit den eindrucksvollen Unglücksfällen insbesondere im Brücken- und Schiffbau im Vordergrund des allgemeinen Interesses. Es wurden schon wesentliche Erfolge erreicht, viele Fragen abgeklärt und Stähle geschaffen, die auch unter ungünstigen Umständen, wie tiefe Temperaturen, ungünstige Konstruktionsform, sprödbruchsichere Konstruktionen verbürgen.

Noch nicht genügend erforscht ist der Einfluß der Konstruktionsform und der inneren Spannungen auf die Sprödbruchgefahr. Da hier der Einfluß der Größe des Probestückes von sehr wesentlicher Bedeutung ist, sind diesbezügliche Versuche sehr kostspielig und zeitraubend und daher noch wenig zahlreich. Wir sind noch sehr weit davon entfernt, bezüglich Sprödbruchgefahr eine ähnliche Einreihung von Formen von Schweißverbindungen vornehmen zu können, wie sie z. B. für die Ermüdungsfestigkeit geschaffen wurden. Da die Ermüdungsfestigkeit und auch die Sprödbruchgefahr von der Höhe der durch die Konstruktionsform geschaffenen Spannungskonzentration maßgeblich beeinflußt werden, lassen sich in vielen Fällen aus Ermüdungs- und Sprödbruchversuchen qualitativ ähnliche Lehren für den Konstrukteur ziehen. Der Bruchverlauf ist in beiden Fällen allerdings gänzlich verschieden; der Sprödbruch ist ganz wesentlich von der Kerbzähigkeit des Materials beeinflußt, während die Ermüdungsfestigkeit von der Kerbzähigkeit fast nicht abhängt.

Im nachstehenden soll über einige Versuchsergebnisse berichtet werden,

die in dem Institut für theoretische und angewandte Mechanik der tschechoslowakischen Akademie der Wissenschaften erhalten wurden. Gegenstand der Untersuchungen war ein Detail, das bei geschweißten Stahlkonstruktionen und Brücken sehr häufig auftritt, nämlich der Anschluß eines Knotenbleches an den Gurt eines Trägers. Im Hinblick auf einen günstigen Verlauf der Kraftlinien wird das Knotenblech gewöhnlich mit einer Stumpfnah an die Längskante der Gurtplatte angeschweißt. Zur Milderung der Kerbwirkung wird zweckmäßig der schroffe Übergang ausgerundet und manchmal auch noch das Knotenblech abgeschrägt.

Ermüdungsversuche, die auf einem Amsler-Pulsator von Prof. Puchner in der schweißtechnischen Versuchsanstalt in Bratislava mit geschweißten Trägern und mit Gurtplatten aus Stahl 37 ausgeführt wurden, haben zu den in der Fig. 1 zusammengefaßten Ergebnissen geführt. Schon die aus dem vollen

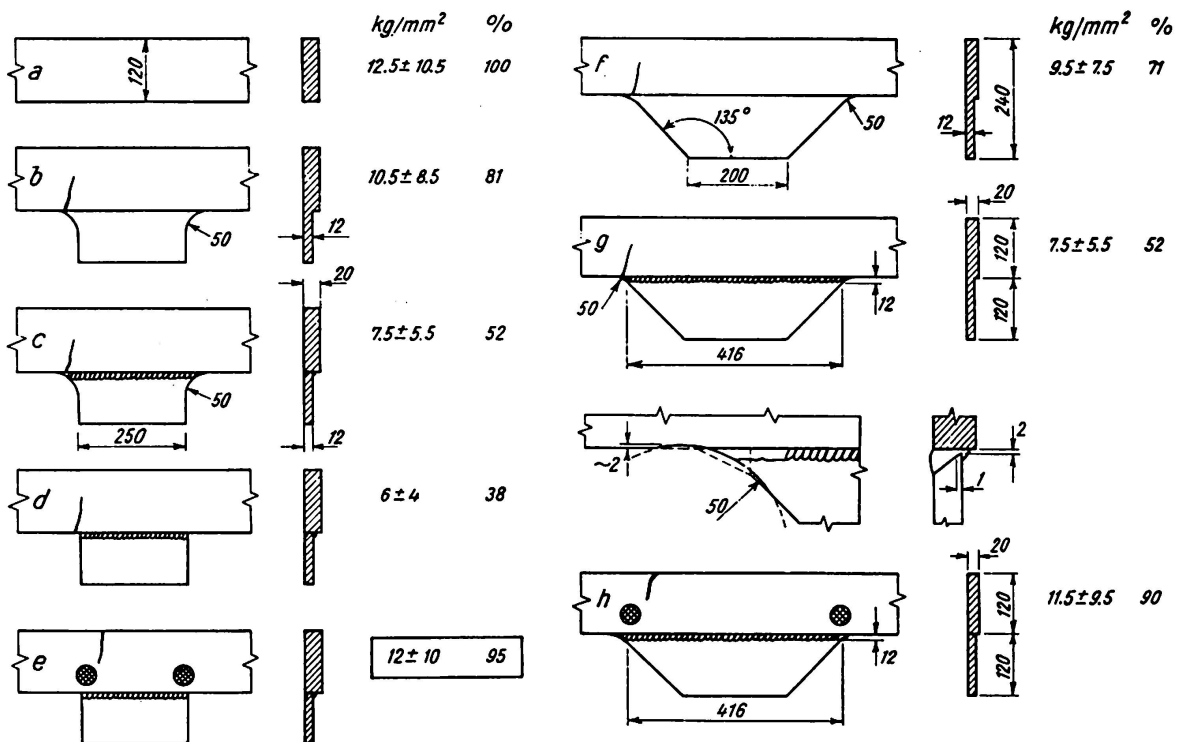


Fig. 1. Ermüdungsfestigkeit von Knotenblechanschlüssen.

herausgearbeiteten Stäbe (*b, f*) zeigen deutlich eine bedeutende Herabmin-
derung der Ermüdungsfestigkeit (2×10^6 Belastungen) im Vergleich zum glat-
ten Stab, die durch das Vorhandensein einer Schweißnaht noch weiter ver-
mindert wird (Stäbe *c, g*). Bei gleichem Ausrundungsradius sind die rechtwink-
ligen (*c*) und die trapezförmigen Knotenbleche (*g*) etwa gleichwertig und den ohne
Ausrundung ausgeführten Knotenblechanschlüssen (*d*) stark, überlegen. Nach
einem Vorschlag von Prof. Puchner wurden durch kurzzeitiges Erhitzen von
kreisförmigen Stellen mittels Schweißbrenner auf etwa 700°C in den durch
Kerbwirkung gefährdeten Übergängen von Gurtplatte zu Knotenblech Druck-

eigenspannungen erzeugt. In der Tafel 1 sind die erhitzten Stellen durch Kreise gekennzeichnet. Der induzierte Eigenspannungsverlauf ist in Fig. 2 wiedergegeben. Durch diese Maßnahme wurde die Ermüdungsfestigkeit fast auf den Wert des ungeschweißten Materials gehoben. Bei den so behandelten Stäben *e* und *h* ging der Bruch oft von der glatten Kante aus.

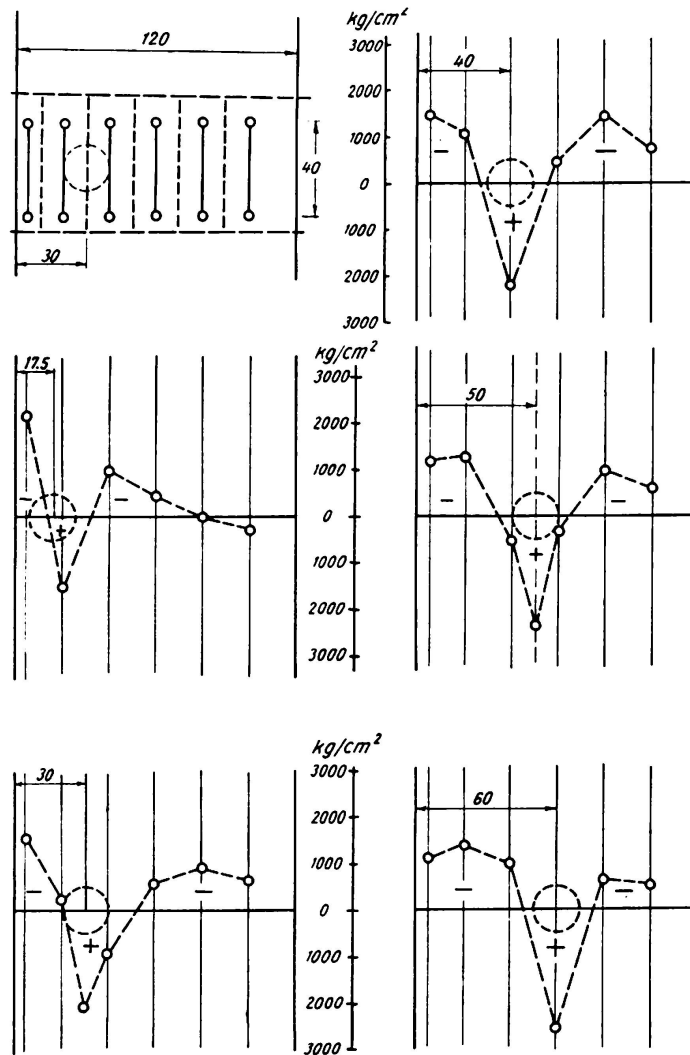


Fig. 2. Eigenspannungsverlauf nach lokaler Erhitzung.

Ähnliche Versuche wurden nun in der Akademie von meinem Mitarbeiter, kand. techn. Wissenschaften, Ing. V. HORÁK, zur Klärung der Spröbruchgefahr ausgeführt. Geprüft wurden mit statischer Belastung Breitstähle 20 mm Dicke und Vollwandträger nach Fig. 3 mit den in Fig. 4 gezeigten Knotenblechformen, und zwar bei den Temperaturen $+20^{\circ}\text{C}$, -40°C , teilweise auch -20°C . Die Knotenbleche der Probekörper 6, 7, 8, 9 sind trapezförmig mit Ausrundungen und der Probekörper 4, 5, 10, 11 rechteckig ohne Bearbeitung der Schweißnahtenden entsprechend der Ausführung *g* und *d* der Ermüdungsversuche; sie sind jedoch teils 20 mm (Probekörper 4, 5, 6, 7), teils nur 12 mm

stark (Probekörper 8, 9, 10, 11), entweder einseitig (Probekörper 4, 5, 6, 7) oder paarweise (Probekörper 8, 9, 10, 11) angeschweißt. Von je 3 Probekörpern wurde 1 Stück bei 20° , ein Stück bei -40° geprüft. Am dritten Probekörper wurden mit Schweißbrenner Druckspannungen in der Kerbzzone erzeugt und dieses bei -40° geprüft. (Bezeichnung dieser Proben -40 P.) Flachstäbe wurden teilweise auch bei einer Temperatur von -20° geprüft. Die Kühlung erfolgte in einem Kühlbehälter mittels Trockeneis und durch ein Alkohol-Wasser-Gemisch. Die Temperatur wurde mit Thermoelementen kontrolliert; nach Erreichen konstanter Temperatur wurden die Proben ohne Entnahme aus dem Behälter zerrissen bzw. bis zum Bruch gebogen. Das Material, Stahl 37, entstammte 3 verschiedenen Schmelzen. Stahl 1 ist beruhigt, gut schweißbar, Stahl 2 unberuhigt, Stahl 3 hat erhöhten Kohlenstoffgehalt und höhere Festigkeit als normgemäßer Stahl 37. In Tab. 1 sind die Ergebnisse der Zerreißproben bei 20° angeführt. Stahl 1 hat die niedrigste, Stahl 3 die höchste Übergangstemperatur.

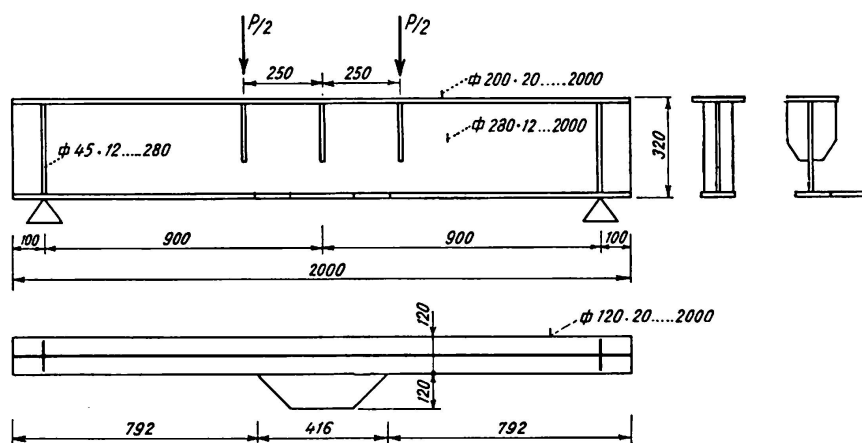


Fig. 3. Vollwandträger mit Knotenblechanschlüssen.

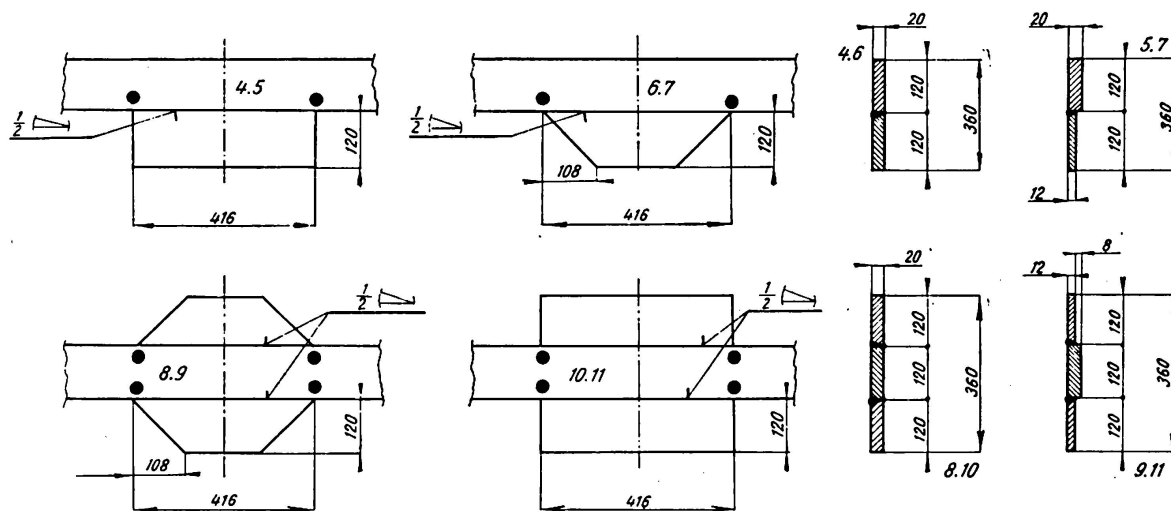


Fig. 4. Geprüfte Knotenblechformen.

Tabelle 1

Stahl	Chemische Zusammensetzung					Streckgrenze kg/cm ²	Festigkeit kg/cm ²	Dehnung %
	C	Mn	Si	S	P			
1	0,21	0,48	0	0,046	0,026	2560	4460	23
2	0,17	0,44	0	0,030	0,039	2440	4440	25
3	0,20	1,18	0,5	0,021	0,042	3570	5890	22

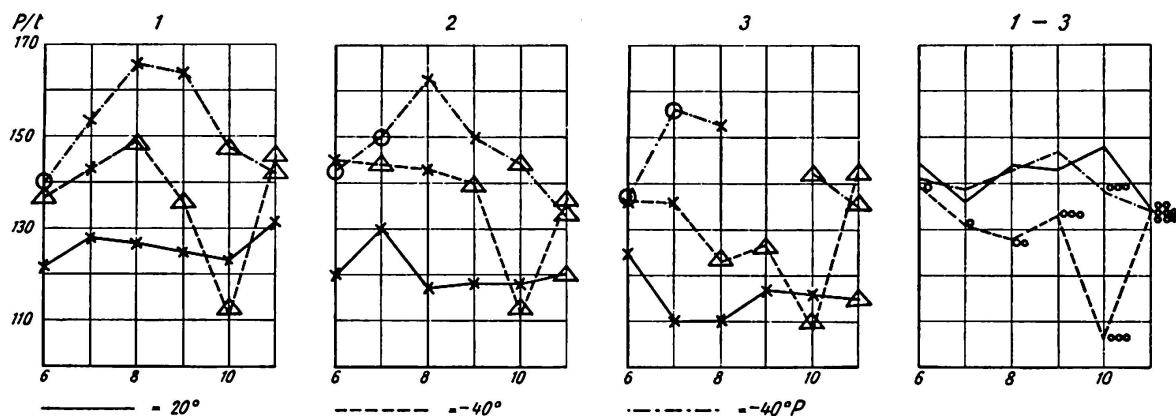
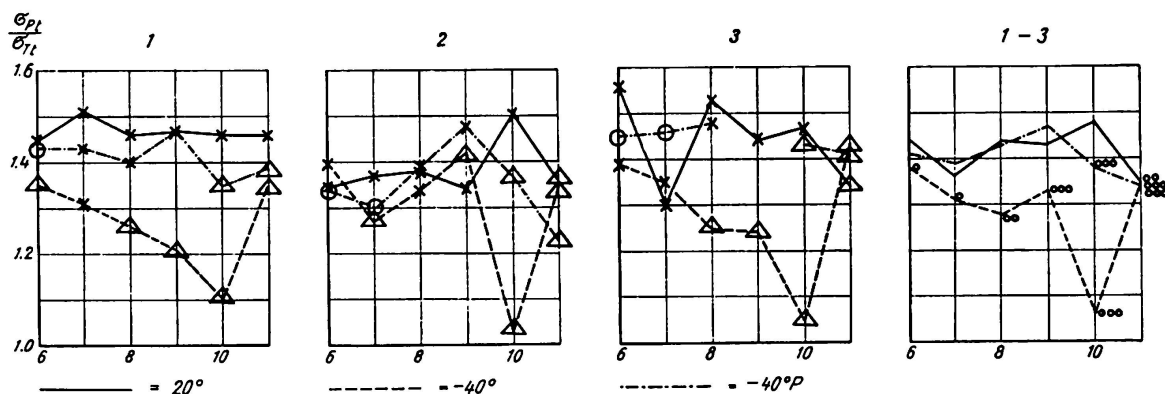


Fig. 5. Tragfähigkeit von Vollwandträgern bis Bruch.


 Fig. 6. Verhältnis von $\frac{\sigma_{Pl}}{\sigma_{Tl}}$ bei verschiedenen Probeformen.

- △ in der Kerbe gebrochen,
- außerhalb der Kerbe gebrochen,
- × nicht gebrochen.

Bei der Prüfung wurden bei den Flachstählen gemessen: die lokalen und gesamten Dehnungen, die Streckgrenze und Festigkeit, bei den Biegeproben wurde die Belastung beim Erreichen der Streckgrenze und die Bruchlast bestimmt. Bei Trägern, die nicht gebrochen sind, wurde als Bruchlast die maximale Belastung angenommen, die in fast allen Fällen vor Erschöpfung der Durchbiegungsmöglichkeit erreicht wurde.

Aus den umfangreichen Prüfungsergebnissen sind in Fig. 5, 6 die Ergebnisse der Biegeproben der Träger angeführt.

Trotz der verhältnismäßig geringen Zahl von Proben (geprüft wurden 70 Breitstahlproben auf Zug, 54 Biegeträger) und der naturgemäß ziemlich großen Streuung der Ergebnisse können aus den Versuchen diese Folgerungen gezogen werden:

1. Bei niedriger Temperatur steigen Streckgrenze und Festigkeit. Die Anwesenheit einer Kerbe kann jedoch einen mehr oder minder vorzeitigen Bruch erzwingen, so daß die Tragfähigkeit bei niedriger Temperatur auch niedriger sein kann, wie bei 20° C. Dies ist sehr augenfällig, wenn der Bruch als reiner Spröbruch, ohne jegliche plastische Verformung erfolgt. In Fig. 5 sind die max. Belastungen als Ordinaten aufgetragen. Bei 20° ist die Tragfähigkeit für verschiedene Knotenblechformen praktisch gleich, bei -40° ist die Tragfähigkeit nicht unbeträchtlich höher, ausgenommen die Trägerform 10. Die Tragfähigkeit der Proben mit Druckeigenspannungen an den Kerbstellen ist in allen Fällen wesentlich höher.

2. Ein besseres Kriterium für die Spröbruchanfälligkeit ist das Verhältnis der Bruchfestigkeit zur Streckgrenze $\frac{\sigma_p}{\sigma_T}$. Bei plastischem Bruch nähert sich das Verhältnis 2, bei Spröbruch 1. Dieses Verhältnis ist für die Biegeproben in Fig. 6 aufgetragen. Das Verhältnis $\frac{\sigma_p}{\sigma_T}$ nimmt mit der Temperatur ab; bei gleichen Temperaturen charakterisiert es die Güte der Form. Am schlechtesten schneidet wieder Form 10 ab; Form 11 ist überraschend hoch. Mit Druckeigenspannungen behaftete Probekörper sind wesentlich besser wie nicht vorgespannte.

3. Bei den mit Δ bezeichneten Proben erfolgte der Bruch als Spröbruch, die mit $\circ$ bezeichneten Proben sind gebrochen, der Bruch ging jedoch nicht von der Kerbstelle, d. i. vom Übergang des Knotenbleches in das Grundmaterial aus. Bei fast allen bei -40° geprüften Probekörpern fand Spröbruch statt, bei Probeform 10 auch in den mit Druckeigenspannungen versehenen Stäben, bei Probeform 11 in einem Fall sogar bei +20°.

4. Zwischen den 3 geprüften Materialsorten ist kein wesentlicher Unterschied festzustellen. Nur die Streuung der Ergebnisse ist bei Stahl 2 und 3 größer als bei 1. In der 4. Spalte wurde der Mittelwert aller Versuche aufgetragen. Die Zahl der Punkte gibt die Zahl der gebrochenen Probekörper an.

5. Bei den Zugproben mit Breitstählen trat ein Spröbruch in einigen Fällen weit außerhalb der konstruktiven Kerbe im glatten Probeteil auf bei Belastungen, die einer sehr scharfen Kerbe entsprechen würden. Eine nähere Untersuchung zeigte, daß der Bruch von einer Kante ausging, an der durch unbeabsichtigte Berührung mit der Schweißzange oder der Elektrode kurzzeitig ein Lichtbogen gezündet wurde und ein kleiner etwa $\frac{1}{2}$ mm tiefer Krater eingebrannt wurde. Es zeigt dies, welche Sorgfalt der Ausführung geschweißter Konstruktionen zu widmen ist.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die ausgeführten Proben den Einfluß der Probeform gezeigt haben und auch bewiesen haben, daß durch

eine günstige, künstlich erzeugte Verteilung von Eigenspannungen eine wesentliche Abminderung der Gefahr eines Ermüdungsbruches und auch eines Sprödbrechens erzwungen werden kann.

Zusammenfassung

An Hand ausgeführter Proben wird gezeigt, daß an Gurtplatten angeschweißte Knotenbleche die Sprödbbruchgefahr wesentlich erhöhen. Am ungünstigsten ist ein rechtwinkelig angesetztes Knotenblech ohne Ausrundung des Überganges. Durch Erzeugung eines künstlichen Eigenspannungszustandes mittels Vorwärmen mit dem Schweißbrenner kann bei -40°C fast dieselbe Sprödbbruchsicherheit wie bei $+20^{\circ}\text{C}$ erzielt werden.

Summary

Tests carried out at temperatures of $+20^{\circ}\text{C}$ and -40°C prove that gusset plates welded on the flange of a full web girder considerably increase the risk of brittle fracture. A rectangular gusset plate without rounding of the inner corners gives the least satisfactory results.

By introducing a residual pressure in the vicinity of the notch it is possible to obtain the same factor of safety against brittle fracture at -40°C as at $+20^{\circ}\text{C}$ without favorable residual stresses. The residual pressure stress was introduced by heating a small circular spot to 700°C by means of an oxy-acetylene torch.

Résumé

Les essais exécutés montrent que les goussets soudés aux semelles augmentent le danger de rupture fragile. La disposition la plus défavorable est celle d'un gousset rectangulaire sans coins arrondis. En introduisant une compression résiduelle dans la partie menacée par l'entaille à l'aide d'un chalumeau oxyacétylénique, on parvient à la même sécurité contre la rupture fragile à une température de -40°C qu'à $+20^{\circ}\text{C}$ sans contraintes résiduelles favorables.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II a 3

Sprödbbruchprüfung und Sprödbbruchsicherheit geschweißter Konstruktionen

*Tests for Brittle Fracture and Susceptibility to Brittle Fracture
of Welded Structures*

*Etude de la rupture par fragilité et de la sécurité corrélative dans les constructions
soudées*

KARL RÜHL

Prof. Dr.-Ing., Direktor bei der Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin-Dahlem

Zur Prüfung der Sprödbbruchanfälligkeit von Baustählen für geschweißte Konstruktionen bieten sich heute zahlreiche Probenformen an. Die folgende Aufzählung (Tafel 1, entnommen aus [1]) zeigt, daß diese Proben in den verschiedensten Richtungen variieren.

Aus der Vielzahl dieser Proben können die verschiedensten Schlüsse gezogen werden, die mehr oder minder anerkannt oder bezweifelt werden können. Eines dürfte unbestritten sein: daß es dringend notwendig ist, die Probleme dieses Gebietes gedanklich zu ordnen, um damit aus der Vielfalt zur Einheit, zur einheitlichen Beurteilung, sei es der Probleme, der Stähle oder der Konstruktionen zu kommen. Eine gedankliche Ordnung dieser Art wird mit der Frage beginnen, was die verschiedenen Versuche uns geben können, zu dem Problem des gegenseitigen Zusammenhangs der Ergebnisse weiterschreiten, um mit der Untersuchung der Verfahren, die einen Schluß von der Probe auf das Bauteil erlauben, zu schließen. Denn letzter Sinn jeder Prüfung der Werkstoffe liegt darin, seine Bewährung bei der Verwendung zu sichern.

Die Antwort auf die erste Frage enthält bereits die tieferen Schwierigkeiten der Probleme der Versprödung. Die Proben liefern nicht nur Zähigkeitswerte verschiedenster Art, analog den Festigkeitskennwerten statischer oder dynamischer Festigkeitsversuche, sondern als wichtigeres Ergebnis Grenzen, bis zu denen diese Zähigkeitswerte gelten. Alle in Sprödbbruchprüfungen gewonnenen Zähigkeitswerte gelten immer nur unter bestimmten Bedingungen des Spannungszustandes, der Temperatur oder der Beanspruchungsgeschwindigkeit.

Tafel 1. Charakteristische Eigenschaften verschiedener Spröbruchproben

- | | | |
|------------------------------------|--|--|
| 1. Kerbschlagbiegeprobe | 9. Probe nach Schnadt, statisch | 17. Probe nach Kahn (Navy-Tear-Test) |
| 2. Fallgewichtssprobe nach Pellini | 10. Probe der Penns.-State-Universität | 18. Probe nach Bagsar |
| 3. Probe nach Van der Veen | 11. Plattenbeulprobe nach Pellini | 19. Schlagzugprobe n. Newmark u. Bruckner |
| 4. Probe nach Kommerell | 12. Probe nach Kuntze | 20. Längsgeschweißte Proben |
| 5. Probe nach Kinzel | 13. Probe nach Tipper | 21. Probe nach Robertson |
| 6. Probe der Lehigh-Universität | 14. Probe nach Wells | 22. Probe nach Robertson |
| 7. T-Biegeprobe | 15. Geschlitzte Platten | 23. SOD-Probe |
| 8. Probe nach Dutilleu | 16. Kreuzzugprobe nach Soete | 24. Probe nach Kihara |
| | | 25. Einschweißprobe der Lehigh-Universität |

Proben-Nr.:		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Art der Beanspruchung	Zug													x	x	x	x	x	x	x	x	2)	2)	x		
	Biegung	x	x	x	x		x	x	x	x	x	x										2)	2)			
	statisch			x	x	x	x	x	x	x	x		x	x	x	x	x	x	x		x	2)	2)			
	dynamisch	x	x									x	x							x	2)	2)			x	
Probekörper	Stäbe, Träger	x	x	x	x	x		x		x	x				1)	1)		x	x	x					x	
	Platten											x					x									
	Sonstiges																					x	x		x	
Behandlung	Geschweißt	(x) ³⁾	x		x	x	x	x	x			x			x		x			x						
	Ungeschweißt	x		x						x	x		x	x		x		x	x	x						
	Verformung				x	x	x	x	x	x	x		x	x				x							x	
Meßgröße	Arbeitsaufnahme	x														x		x								
	Bruchbildung	(x) ³⁾		x			x		x	x		x		x				x								
	Temp. f. bestimmt. Verhalten		x																			x	x			
	Festigkeit														x				x			x	x	x		
	Auftreten von Rissen														x		x									

1) Sehr breite Stäbe, also in Form von Platten, aber primär einaxial beansprucht.

2) Kombinierte Zustände.

3) Nur ausnahmsweise.

Sie fallen mehr oder minder plötzlich aus einer Hochlage auf einen Bruchteil des Wertes der Hochlage ab, wenn die Bedingungen sich ändern. Diese Tatsache ist zu kombinieren mit einer zweiten. Es scheint trivial, festzustellen, daß bei Sprödbrüchen stets die Verformungen gering waren. Es ist nicht trivial festzustellen, daß in der Regel nur Brüche mit verhältnismäßig geringen Verformungen oder Gewaltbrüche mit hohen Verformungen beobachtet werden, keine Zwischenwerte. Beim Bruch eines Öltanks z. B. zeigten die gemessenen Dickenverminderungen an den Rissen die in Fig. 1 gegebene Verteilung [2]. Bei Schiffsunfällen verteilten sich die an den Rißrändern gemessenen Quertraktionen nach Fig. 2 [1 (Seite 39), 3]. Bei Querdehnungen über 4% hör-

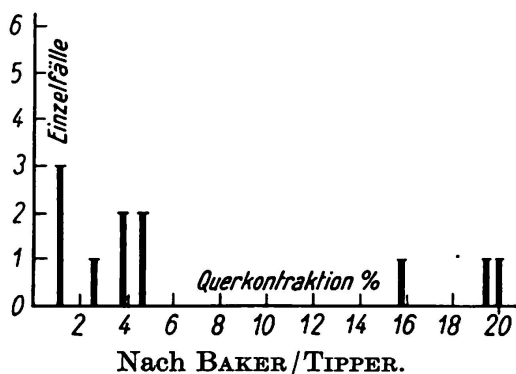


Fig. 1. Verteilung der Querkontraktionen beim Schadenfall eines Öltanks.

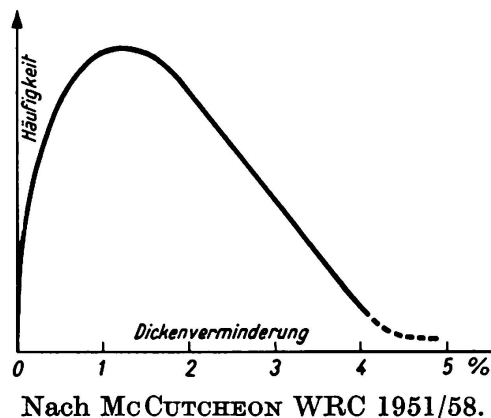


Fig. 2. Verteilung der Querkontraktionen bei Schiffsunfällen.

ten danach die Brüche auf. Gewaltbrüche mit hohen Verformungen sind aber eine — verhältnismäßig — geringe Gefahr. Die hohen vorhergehenden Verformungen zeigen sie an, gleichen Eigenspannungen aus und beschränken damit Gewaltbrüche auf die Fälle der Einwirkung hoher äußerer Lasten. Die Gefahr der Sprödbrüche liegt dagegen darin, daß sie ohne hohe äußere Lasten auftreten (Brüche unbelasteter Brücken, wie im Unfall Rüdersdorf, im Hafen liegender Tanker usw.). Die in Fig. 1 und 2 dargestellte Verteilung [1 (Seite 39)] bedeutet also: Es genügt eine Verformungsfähigkeit, die einen Bruchteil der in der Hochlage vorhandenen Verformungsfähigkeit ausmacht, hier etwa 20 bis 25%, um Sprödbrüche zu vermeiden. Also sind auch nicht die Werte in der Hochlage, sondern die Grenzen, bis zu denen hin diese Werte vorhanden sind, das wichtigste Ergebnis der Prüfungen.

Diese Grenzen können Grenzwerte des Spannungszustandes (abhängig z. B. von der Kerbschärfe), der Dehngeschwindigkeit oder der Temperatur sein. Grundsätzlich sind alle diese drei Größen von gleichem Rang. Sie sind aber nicht gleich faßbar. Weder der räumliche Spannungszustand beim Bruch noch die Dehngeschwindigkeit im Bruchbereich, also z. B. im Kerbgrund, können gemessen werden. Es bleibt daher als praktisch fast ausschließlich verwandte Grenze die kritische Temperatur, Übergangstemperatur oder Versprödungs-

temperatur. Es ist also logisch, die Übergangstemperatur als maßgebenden Prüfwert zu betrachten.

Leider ist die Übergangstemperatur, bei der die Zähigkeit von der Hochlage zur Tieflage abfällt, eine variable Größe, nicht in erster Linie, weil man sie verschieden definieren kann, als Temperatur etwa für 10, 15 oder 20 Fußpfund Arbeitsaufnahme in der Charpy-Spitzkerbprobe, sondern weil sie von den Spannungsbedingungen abhängt. Wir können schreiben, für jeden Baustahl ist

$$T_{\ddot{u}} = f(R, v),$$

wenn R den Räumlichkeitsgrad der Spannungen, also das Verhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$, v die Beanspruchungsgeschwindigkeit $\frac{\delta \epsilon}{\delta t}$ oder $\frac{\delta \sigma}{\delta t}$ bezeichnet. Die Übergangstemperatur ist also eine Funktion der Räumlichkeit des Spannungszustandes und der Beanspruchungsgeschwindigkeit. Ob außerdem noch weitere Größen eine Rolle spielen, etwa der Spannungsgradient $\frac{d\sigma}{dx}$, also die Steilheit etwa vorhandener Spannungsspitzen, ist z. Zt. noch offen. Jede Konstruktion und jede Probe hat also eine bestimmte, ihr eigene, aus den Spannungsbedingungen entspringende Spröbruchwirksamkeit, und jeder Baustahl hat deshalb keine bestimmte, sondern eine Vielzahl von Übergangstemperaturen, je nach der Spröbruchwirksamkeit des Bau- oder Probenkörpers. Daher liefern z. B. die Spitzkerbproben um 20° bis 30° C höhere Werte als die Rundkerbproben [1 (S. 77, 85)]. Die Unterschiede dieser verschiedenen Übergangstemperaturen eines und desselben Baustahls in verschiedenen Proben folgen zweifellos einem allgemeinen Gesetz. Leider kennen wir von diesem Gesetz nur Teilstücke. Grundsätzlich bekannt ist der Zusammenhang $T_{\ddot{u}} = f(v)$; er kann in der Form geschrieben werden [1 (S. 28), 4]

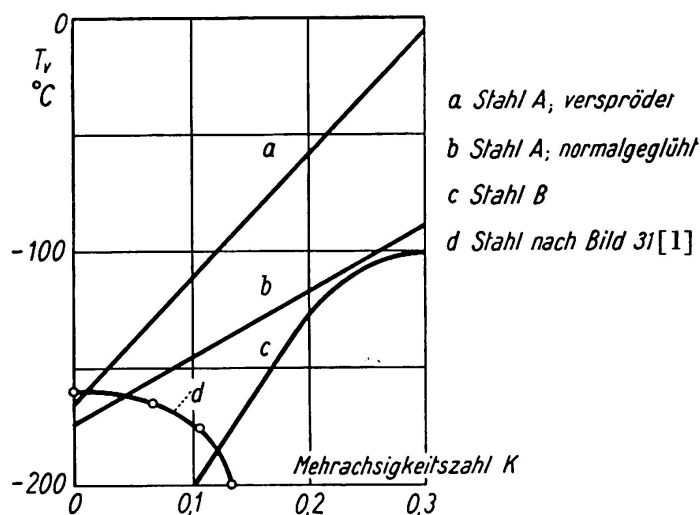
$$\ln v = C_1 - \frac{C_2}{T}.$$

T = absolute Temperatur in ° Kelvin.

Dieser theoretisch abgeleitete Zusammenhang ist durch eine Reihe von Versuchen bestätigt. Zahlenwerte für die Konstanten C_1 und C_2 sind bekannt. Noch nicht bekannt ist der Zusammenhang $T_{\ddot{u}} = f(R)$. KOCHENDÖRFER und SCHOLL [1 (Seite 30), 5] haben ihn für einen Teilbereich festgestellt und erhalten bei einzelnen Beispielen eine Abhängigkeit des Wertes $T_{\ddot{u}}$ von dem Wert $K = 1 - \frac{\sigma_v}{\sigma_1}$, wobei σ_v die Vergleichsspannung nach der Gestaltänderungshypothese (oder auch Schubspannungshypothese) σ_1 die größte Hauptspannung ist, nach Fig. 3, Kurven a, b, c . Trägt man in dieses Diagramm Ergebnisse ein, die aus Plattenversuchen von GROSSMAN gewonnen werden können [1 (S. 31), 6], erhält man die davon abweichende Kurve d . Die Kurve d würde einen ähnlichen Charakter haben wie die anderen Kurven, wenn man als

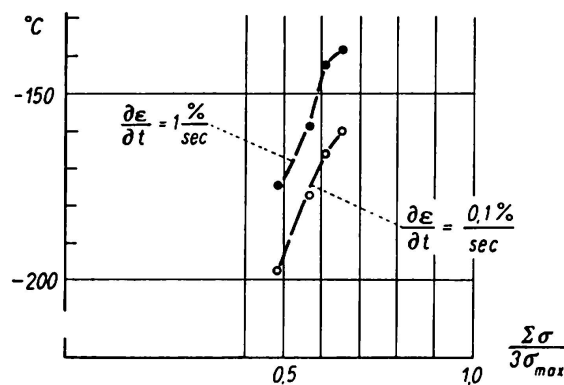
Maß für die Räumlichkeit nicht K , sondern $c = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3 \sigma_{max}}$ benutzt (constraint factor), Fig. 4. Dieser Faktor ist jedoch auch nicht eindeutig. Er gibt z. B. für den zweiaxialen Zustand $\sigma_2 = \sigma_1$; $\sigma_3 = 0$ denselben Zahlenwert wie für den dreiaxialen Zustand $\sigma_2 = \sigma_3 = 0,5 \sigma_1$. Es ist aber keinesfalls bewiesen und durchaus zweifelhaft, daß die Spröbruchwirksamkeit beider Zustände gleich ist.

Selbst wenn diese Abhängigkeit $T_u = f(R)$ bekannt wäre, wäre ihre Verwendungsmöglichkeit fraglich — denn wir wissen sehr wenig über die tat-



Nach KOCHENDÖRFER und SCHOLL.

Fig. 3. Übergangstemperatur in Abhängigkeit von der Mehrachsigkeit der Spannungen.



Nach Versuchen von GROSSMANN.

Fig. 4. Übergangstemperatur in Abhängigkeit vom Spannungszustand.

sächlichen räumlichen Spannungsspitzen in eigenspannungsbehafteten geschweißten Konstruktionen. Es besteht also bisher noch keine Möglichkeit, den Einfluß des Spannungszustandes auf die kritische Temperatur zahlenmäßig zu verfolgen, das Temperaturäquivalent für eine bestimmte Änderung des Spannungszustandes anzugeben.

Damit stehen wir vor der dritten Frage — der Beurteilung der Sprödbruchsicherheit von Bauten auf Grund der Sprödbruchprüfung der Baustähle. Da heute in verschiedenen Normen und Vorschlägen, z. B. der deutschen Norm DIN 17 100, der englischen Norm B.S. 2762, dem Vorschlag Bonhomme der Kommission IX des International Institute of Welding [7] Stähle mit gleicher Festigkeit aber verschiedener Sprödbruchanfälligkeit vorgesehen sind, steht der Konstrukteur vor der unvermeidbaren Aufgabe, aus diesen Stählen den für sein Bauwerk geeigneten, d. h. gerade ausreichend guten, auszuwählen. Er muß bestimmte Stähle Bauwerken bestimmter Sprödbruchgefährdung zuordnen. Zwei Größen liegen hierfür in jedem Fall fest, bzw. können bestimmt werden — die niedrigste Betriebstemperatur, bei der das Bauteil noch seine Funktionen erfüllen soll, und die Versprödungstemperatur, bei der der Baustoff in bestimmten Proben seine Zähigkeit einbüßt. Außerdem existiert, ob bekannt oder unbekannt, ein dritter Temperaturwert, die Versprödungstemperatur des Bauwerks, d. h. des Baustoffes unter den Bedingungen des Bauwerks. Daß es für etwa ähnliche Baukörper eine solche überraschend eng begrenzte Übergangstemperatur gibt, hat die Statistik der zahlreichen Schiffsunfälle bewiesen [1, Seite 19/20]. Selbstverständlich liegt keiner dieser Werte exakt fest. Alle Versuchswerte haben Streuungen, also auch die Übergangstemperatur. Die Sprödbruchsicherheit des Bauwerks ist gewährleistet, wenn die Versprödungstemperatur des Baustoffs im Bauwerk unterhalb der Betriebstemperatur liegt, also der spröde Bereich unterhalb der Betriebstemperatur endet. Es ist also nötig, die Betriebstemperatur des Bauwerks, die Versprödungstemperatur des Baustoffes im Bauwerk (also die Versprödungstemperatur des Bauwerks) und die Versprödungstemperatur des Baustoffes in den Proben miteinander zu vergleichen. Es gibt hierfür zwei Möglichkeiten.

Die erste besteht darin, eine Reihe von Proben mit steigender Kerbschärfe und damit steigender Übergangstemperatur vorzusehen, wie z. B. von H. SCHNADT vorgeschlagen. Will man den Stahl für eine bestimmte Konstruktion aussuchen, hat man aus dieser Reihe diejenige Probe herauszusuchen, die die gleiche Schärfe der sprödbruchwirksamen Bedingungen und damit die gleiche Versprödungstemperatur besitzt wie die Konstruktion. (Ob bzw. mit welcher Sicherheit dies im Einzelfall möglich ist, ist eine zweite Frage.) Prüft man diese Probe bei der Betriebstemperatur, der das Bauwerk äußerstenfalls ausgesetzt ist (oder zur Sicherheit bei einer noch etwas niedrigeren Temperatur), und verhält sich die Probe zäh, kann man annehmen, daß auch im Bauwerk keine spröden Brüche zu erwarten sind. Bei diesem Verfahren ist also die Prüftemperatur gleich oder unterhalb der niedrigsten Betriebstemperatur des Bauwerks zu wählen.

Dieses Verfahren setzt voraus, daß die Temperaturgleichheit von Proben und Bauwerk für alle in Frage kommenden Stähle erhalten bleibt, andernfalls müßten je nach Stahlgüte verschiedene Proben für ein und dasselbe Bauwerk maßgebend sein. Die Temperaturverschiebung durch Wechsel der Stahlgüte

muß also für Probe und Bauwerk gleich, demnach von den Spannungsbedingungen, die ja in der Regel sehr verschieden sind, unabhängig sein. Schreibt man zur Verdeutlichung $T_{\ddot{u}} = f(\sigma, W)$, wo σ die gesamten Spannungsbedingungen (R und v) und W die Werkstoffgüte bedeutet, so darf also $\frac{\delta T_{\ddot{u}}}{\delta W}$ die Größen σ nicht enthalten, das heißt, es dürfen in der Funktion von $T_{\ddot{u}}$ keine Glieder vorhanden sein, in denen σ und W gekoppelt sind, und dann ist umgekehrt auch $\frac{\delta T_{\ddot{u}}}{\delta \sigma}$ unabhängig von W . Dies heißt einfach, daß eine Änderung der Spannungsbedingungen die Temperatur unabhängig von der Stahlgüte, also bei allen Stählen um den gleichen Wert verschiebt. Stellt man also zwischen einer bestimmten Konstruktion und einer bestimmten Probe bei einem beliebigen Stahl eine Temperaturdifferenz ΔT fest, die notwendigerweise durch den Unterschied der Spannungsbedingungen verursacht ist, so muß diese Verschiebung ΔT bei anderen Baustählen den gleichen Wert haben.

Damit ist ein zweites Verfahren möglich. Man wählt nicht aus einer Reihe von Proben mit verschiedener Kerbschärfe diejenige mit gleicher Übergangstemperatur wie das Bauwerk, sondern beschränkt sich auf eine einzige Probenform und bestimmt für irgendeinen Stahl die Differenz ΔT der Übergangstemperatur T_{P1} dieser Probe gegenüber derjenigen des Bauteils ($\Delta T = T_{\ddot{u} Bau} = T_{P1}$). Dann kann man für einen andern Stahl mit T_{P2} allgemein für ein gleiches oder ähnliches Bauwerk setzen

$$T_{\ddot{u} Bau} = T_{P2} + \Delta T,$$

in Worten: Versprödungstemperatur im Bauwerk = Versprödungstemperatur der Proben + ΔT .

Diese Versprödungstemperatur im Bauwerk muß dann, falls Sicherheit gegen Spröbruch vorhanden sein soll, unter der Betriebstemperatur liegen. Man kann dann entweder für einen gewählten Baustahl die niedrigste zulässige Betriebstemperatur eines Bauwerks oder für eine gegebene Betriebstemperatur die höchste zulässige Probenübergangstemperatur angeben.

Beide Verfahren sind also wissenschaftlich gleich gut begründet — entweder beide richtig oder beide falsch. Darüber, wie weit tatsächlich die Differenz der Übergangstemperatur verschiedener Baukörper und Probeformen für Baustähle verschiedener Güte gleich ist, gibt es eine Reihe von Versuchen. Die Fig. 5 und 6 [aus 1, Seite 70] zeigen zwei Beispiele für Temperaturdifferenzen ΔT zwischen verschiedenen Baukörpern für verschiedene Stähle. Wären die ΔT -Werte für alle Stähle gleich, müßten die beiden Treppenlinien in jedem Bild parallel verlaufen. Das ist naturgemäß nicht der Fall; die Abweichungen davon sind jedoch so, daß die Annahme eines mittleren Wertes ΔT für alle Stähle als durch die Versuchsergebnisse hinreichend bestätigt angesehen werden kann.

Die praktische Anwendung hängt davon ab, ob man genügend Zahlenwerte ΔT für die verschiedenen Bauweisen bestimmen kann. Der Deutsche Ausschuß

für Stahlbau hat bei der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin eine Reihe geschweißter Träger mit verschiedenen Gurtplattendicken und -breiten bei verschiedenen Temperaturen prüfen lassen. Die bis zum Bruch erreichten Verformungen fielen bei Erniedrigung der Temperatur stark ab. Es gibt also einen kritischen Bereich, über dessen genaue Definition allerdings verschiedene Auffassungen möglich sind. Aus Fig. 7 kann z. B. geschlossen werden, daß bei

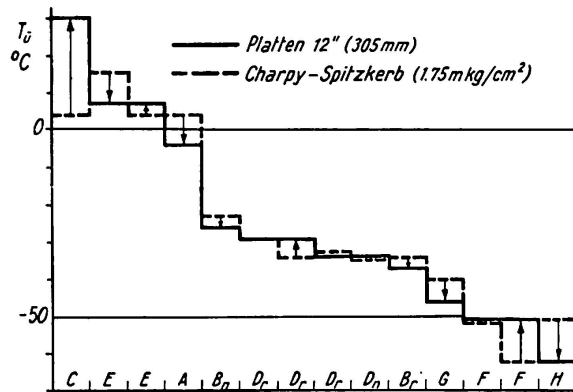
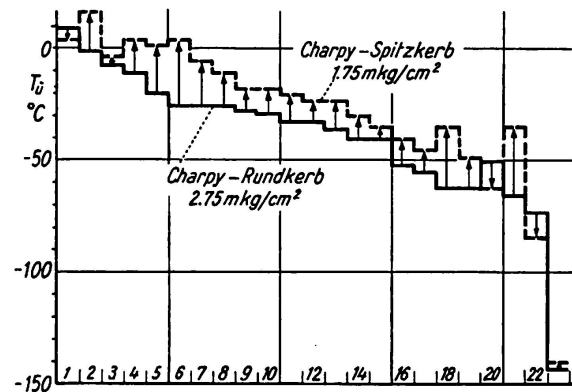


Fig. 5. Vergleich der Übergangstemperaturen von Platten und Charpy-Spitzkerbproben bei verschiedenen Stählen.



Nummer des Stahles.

Fig. 6. Übergangstemperaturen von Charpy-Rundkerb- und -Spitzkerbproben bei verschiedenen Stählen.

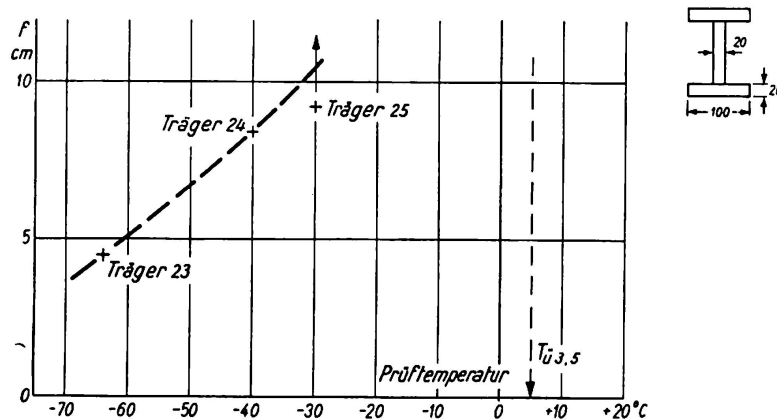


Fig. 7. Durchbiegung geschweißter Träger bis zum Bruch bei verschiedenen Temperaturen (Stegdicke 100 mm).

etwa -65° bis -70°C ein kritischer Temperaturbereich erreicht ist; die Übergangstemperatur der DVM-Proben lag bei $+5^{\circ}\text{C}$; bei diesem günstigen Träger mit schmalen und nicht sehr dicken Gurten war also $\Delta T = -65^{\circ} - (+5) = -70^{\circ}$. Die durchgeführten Versuche können nur als ein Anfang betrachtet werden. Aus ihnen und anderen Erfahrungen können heute nur folgende als Anhalt dienende Angaben über ΔT -Werte gemacht werden, alle gegenüber DVM-Rundkerb-Proben. Niedrige geschweißte Träger mit Gurtstärken von $200 \times 40\text{ mm}$

$$\Delta T = -30^{\circ}$$

(kritische Temperatur des Trägers unterhalb derjenigen der Probe, je größer der negative Wert, um so sicherer ist die Konstruktion); bei geringen Gurtstärken, 200×20 mm,

$$\Delta T = -45^\circ,$$

bei schmalen Gurten noch größere (negative) Werte; bei Behältern mit eingeschweißten Flickern, auf Grund eines Einzelfalls mit nicht sehr sicheren Unterlagen,

$$\Delta T = -10^\circ;$$

bei sehr ungünstigen Schiffsbauteilen mit mehrfachen Schweißnähten

$$\Delta T = \text{positiv},$$

im Grenzfall bis etwa $+20^\circ \text{C}$ [1, S. 86].

Will man nicht von Rundkerb-, sondern von Spitzkerbproben ausgehen, so ist zu beachten, daß deren Übergangstemperaturen (für mittlere Arbeitsaufnahme, etwa $2,6 \text{ mkg/cm}^2$) rund 20° bis 30°C höher liegen [1 (Seite 6), 8]. Den obigen ΔT -Werten sind dann noch -25°C hinzuzufügen, statt $\Delta T = -45^\circ$ würden sich $\Delta T = -70^\circ \text{C}$ usw. ergeben.

Für die praktische Berechnung notwendiger Gütewerte des Stahles kann man aus den vorstehenden Überlegungen noch ein einfaches Rechenverfahren ableiten, indem man aus der niedrigsten Betriebstemperatur und der Differenz ΔT die höchste zulässige Probertemperatur $T_{üP}$ und dann deren Abstand von einer frei gewählten höheren, etwa bei $+50^\circ$ oder $+100^\circ \text{C}$ liegenden Bezugstemperatur errechnet. Dieser Abstand steigt mit der Gefährdung, z. B. Erniedrigung der Betriebstemperatur, stellt also eine Gefahrenwertung dar. Die Übergangstemperatur des zu verwendenden Stahles muß mindestens den gleichen Abstand von der Bezugstemperatur haben; dieser Abstand für den Stahl ist also eine Gütewertung; je besser der Stahl, um so niedriger ist seine Übergangstemperatur, um so größer sein Abstand von der gewählten höheren Temperatur. Für die Berechnung kann man statt der Abstände in $^\circ \text{C}$ natürlich auch eine ihnen proportionale Skala einführen. Dabei müssen natürlich spröbruchwirksame Einflüsse, die eine bestimmte Verschiebung der Übergangstemperatur bewirken, mit der gleichen Maßzahl wie diese Verschiebung bewertet werden. Nach diesem System können z. B. die «Vorläufigen Empfehlungen» des Deutschen Ausschusses für Stahlbau gedeutet werden. Die in diesem System verwandten Zahlenwerte für die einzelnen spröbruchwirksamen Faktoren (Lage und Beanspruchung der Schweißnähte, Wanddicke, Kaltverformung, Kälte) beruhen teilweise auf Versuchen, teilweise auf Schätzungen auf Grund von Erfahrungen mit ausgeführten Konstruktionen. Zum Beispiel geben eine Reihe verschiedener Versuche über die Erhöhung der Übergangstemperatur mit der Wanddicke einen Mittelwert von etwa 1° für 1 mm (bei starken Streuungen). Da man der Temperaturerniedrigung eine Gefahrenzahl von je 1 für 5°C zuerteilt hat, ist dementsprechend auch für je

5 mm Waddickensteigerung eine Gefahrenwertung von 1 vorgeschrieben worden. Die Zahlenwerte für den Einfluß der Konstruktionsbedingungen sind geschätzt, möglicherweise etwas zu hoch.

Für die Prüfung und Ergänzung dieser Empfehlungen sind vor allem etwaige Erfahrungen über Schadensfälle wertvoll. Umgekehrte Erfahrungen — über gutes Verhalten von Baustählen in Bauwerken — sind natürlich ebenfalls wichtig, haben aber nur im Fall genauer Prüfung des Stahles im Einzelfall Gewicht, weil die Gütestreuung der Baustähle sehr groß ist. In sehr vielen Fällen liegen also Stähle vor, deren Güte nicht nur ein wenig, sondern sehr erheblich über der garantierten Mindestgüte liegt, ihre Bewährung sagt also nichts über das Verhalten eines an der Grenze liegenden Stahles aus. Außerdem ist es ja gerade das gefährliche Charakteristikum der verformungsarmen Brüche, daß sie ohne vorherige Anzeichen auftreten, man also nicht weiß, wie nahe am gefährdeten Bereich das Bauwerk sich befand, wenn kein Schaden aufgetreten ist.

Es ist klar, daß ein solches Verfahren zur systematischen Zuordnung verschieden sprödbuchanfälliger Stähle zu verschieden stark sprödbuchgefährdeten Bauwerken nur ein summarisches Abkürzungsverfahren ist. Andere Verfahren mit Benutzung etwa der Verformungen statt der Temperatur wären denkbar, haben aber bisher noch zu keinem Erfolg geführt.

Es erscheint jedoch sicher, daß nur eine Systematik der Beziehungen zwischen Sprödbuchprüfung und Sprödbuchverhalten von Bauteilen die notwendige Ordnung der Sprödbuchprüfung, d. h. eine Beurteilung des Ausagewertes der verschiedenen Proben herbeiführen kann.

Literatur

1. K. RÜHL, «Die Sprödbuchssicherheit von Stahlkonstruktionen». Werner-Verlag, Düsseldorf, 1959.
2. I. F. BAKER, C. F. TIPPER, "The Value of the Notch Tensile Test". Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers. 170 (1956) Nr. 1, S. 65/93.
3. E. M. McCUTCHEEN, Diskussionsbeitrag in Welding Research Council, Supplement zu Welding Journal (amerikanisch), 1951, Heft 8, S. 4121/14.
4. O. L. ISSNER, «Ermittlung der Sprödbuchneigung von Baustählen im Kerbzug- und Kerbschlagzugversuch». Archiv für Eisenhüttenwesen 24 (1953), H. 1/2, S. 27/42.
5. A. KOCHENDÖRFER, H. SCHOLL, «Die Sprödbuchneigung von Stählen in Abhängigkeit von Spannungszustand und Temperatur». Stahl und Eisen 77 (1957), Heft 15, S. 1006/13.
6. C. W. MCGREGOR, N. GROSSMANN, "Dimensional Effect in Fracture". Welding Research Council: 1952, Heft 1, S. 20/26.
7. Bericht des IIW/IIS - 22 - 59. Recommandations pour le choix et la classification des aciers pour constructions soudées.
8. Bericht des IIW/IIS, IX - 116 - 55, A. Audigé. Notch Toughness of hull quality ship steels evaluated by means of Keyhole and V-notch Charpy tests.

Zusammenfassung

Die Vielzahl der gebrauchten Sprödbbruchproben erfordert eine systematische Ordnung der Sprödbbruchprobleme. Auswertung der Unfallerfahrungen zeigt, daß die Sprödbbruchgefahr bereits bei relativ geringer Verformungsfähigkeit verschwindet. Daher ist die Übergangstemperatur die kritische Größe. Sie ist für gleiche Stähle durch die verschiedenen Spannungsbedingungen in Bauteilen und Proben verschieden. Die hierfür maßgebenden Zusammenhänge sind nur teilweise bekannt. Für die Beurteilung der Sprödbbruchsicherheit von Bauwerken bietet sich daher nur der Weg, diese Temperaturdifferenzen experimentell zu bestimmen. Versuche hierüber sind durchgeführt.

Summary

The multiplicity of the tests employed for brittle fracture necessitates a systematic classification of the problems of brittle fracture. Analysis of accidents that have occurred shows that the risk of brittle fracture is eliminated at relatively low ductility. Hence the transition point is the critical magnitude and it is different for the similar steels owing to the varying stress conditions in structural members and tests. The relationships governing such cases are only partly known. Consequently, the only means for estimating the susceptibility of structures to brittle fracture is to determine these temperature differences experimentally. Researches are being carried out on this problem.

Résumé

La multiplicité des types d'éprouvettes employées pour les essais de rupture par fragilité impose un classement systématique des divers problèmes correspondants. Une analyse des données expérimentales concernant les accidents de cette nature montre que les risques de rupture par fragilité disparaissent pour une aptitude relativement faible aux déformations. La température de transition constitue donc la grandeur critique. Pour des aciers identiques, elle diffère suivant les divers régimes de contrainte dans les éprouvettes et dans les éléments d'ouvrages. Les relations qui régissent ces phénomènes ne sont que partiellement connues. Pour l'appréciation de la sécurité à la rupture des ouvrages par fragilité, le seul moyen consiste donc à déterminer expérimentalement ces différences de température. Des essais sont en cours à ce sujet.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II a 4

The Economics of Quality in the Fabrication of Welded Steel Bridges

Economie et qualité dans la fabrication des ponts métalliques soudés

Die Wirtschaftlichkeit der Ausführungsqualität bei geschweißten Stahlbrücken

D. C. C. DIXON

B.A., A.M.I.C.E., A.M. Inst. W, The Cleveland Bridge & Engineering Co. Ltd.,
Darlington, Co. Durham, England

Preamble

Quality in the fabrication of a welded steel bridge is, for the purpose of this paper, defined as that degree of excellence in the methods and skills employed in fabrication, as will enable the designer to make correspondingly good use of all materials which he may include in such a structure.

The total cost of a fabricated bridge delivered from the maker's yard is the sum of the cost of materials and the cost of production. The better the quality of fabrication, the greater is the cost of production. However, this extra cost is offset by the more efficient stressing of materials, their more economic use, and hence a saving in their cost. The converse is also true. The least total cost will occur where the rate of decrease of one cost, materials or production, equals the rate of increase of the other.

There is very little cost data available, either as to the variation in cost of production or to the variation in cost of materials, due to changes in the requirements of specifications. This paper attempts to show not only the need and the potential value of such data, but also to indicate the relative importance of the factors which cause such variations, and in some cases to make quantitative estimates of the changes in cost.

The difficulty of obtaining data is aggravated by the fact that in any one works it is unlikely that very differing standards of quality can be simultaneously maintained. Thus it is likely that fair comparison can only be made between one works and another; this introduces another variant factor.

Design

Advances in the techniques of design must go forward hand in hand with advances in the techniques of fabrication. Advances in the one stimulate advances in the other.

Welding, more than any other method of jointing metals such as rivetting or bolting, permits the designer to place his metal where he desires, so as to obtain a more logical and economic stress distribution; it permits him to design monolithic structures which even with conventional elastic design show great material savings. This very freedom given to the designer carries with it the risk that any flaw in fabrication is likely to be the more dangerous.

A common reaction to the realization of this fact by the designer, has been to create awkward redundant details, or to specify too long or excessively heavy welds, rather than to insist on a specification of such rigidity that these precautions against flaws in fabrication are unnecessary. It has been shown that for a single stressing of a weldment, high residual stresses as are likely to be set up by such details, have little appreciable effect; however, where fatigue loading is likely to be encountered, as it is in many railway bridges, the effect is considerable. Such precautions moreover, not only cause an increase in the volume of material employed, but also add very considerably in cost and time in the production process. Further to this, the author would go so far as to say that such precautionary details are in fact deleterious to the ultimate strength of a structure.

An analysis of any particular and accepted design on these lines would be likely to be both invidious and inconclusive. It would seem better to consider one or two common details.

A plate girder is usually designed against bending moment; its requirement to resist shear stresses is often negligible. Should this be so, then the paramount task of the web is to hold the flanges apart so that they may take their stresses in direct tension and compression. In this case, the function of a web stiffener is to stiffen the web! It may be extended to stiffen the compression flanges, but there seems no justification for the weight and size of so many sections employed for this task, nor for the excessive and unreasonable amount of weld metal often used in its connection to the web, nor can it be disputed that the laying of this weld is likely to set up high residual stresses and frequently awkward distortion. This is a simple example, nevertheless it is surprising how many designers are still guilty to some extent.

British Standards for mild steel to B.S.S. 15 which has a minimum yield point of 15.25 tons per sq. inch and a minimum ultimate strength of 28 tons per sq. inch, permit the material to be stressed in direct tension to 9 tons per square inch. A bridge made with this steel and to this specification, can therefore theoretically withstand a load 69% greater than that for which it is designed before the yield point is reached in any portion of the steel, and a

much greater load, particularly if the steelwork forms a redundant framework, before collapse occurs. There is therefore scope for raising the allowable working stresses provided the quality of the completed structure can be relied on sufficiently. At present there are certain unknown quantities, in particular, the lack of knowledge of the fundamental behaviour of brittle fracture which limit this reliance. Although much can be done to minimise the risk of such fracture, such as the avoidance of notches, discontinuities, etc., the lack of this fundamental knowledge must necessarily delay savings in the general direction of permitting higher working stresses.

The definition adopted for quality excludes discussion on the appearance of the final bridge. It need only be remarked firstly that such practices as placing stiffeners on one side only of a plate girder web, may in the eyes of some be desirable, but certainly add to the cost, and secondly, that a good design that makes full use of the materials employed, is rarely likely to be aesthetically objectionable.

Basis of Estimation of Relative Costs

The total cost of a fabricated welded bridge may be broken down into the following elements:

- a) The cost of steel delivered from the Mills (including waste).
- b) The cost of electrodes.
- c) The cost of miscellaneous special items such as jigs, and tools.
- d) The cost of labour directly employed on fabrication.
- e) Overhead costs which are usually expressed as a percentage of d). Firms vary in that labour which is classed as directly employed and that which is booked as overheads but for the purposes of comparison the total of d) and e) can be used.
- f) Profit, generally expressed as a percentage of the sum of the items a) to e).

The cost of bearings, protective treatment etc., are excluded from the above cost since the method of their calculation is different and a study of their cost is irrelevant to the main argument.

Examples of the use of such a breakdown of cost are given in the following table. They are chosen to represent bridgework of very differing complexity but fabricated to the same specification.

From this table it can be seen that, should the specification, by being made more rigid, cause an increase of one man hour per ton, then the total cost per ton will increase by 0.79%, 0.63% and 0.53% respectively in the three cases. For the change in specification to have caused an economic gain, then it must have permitted a greater percentage saving in weight.

Since the directly employed labour is by far the greatest variable, it is important to examine how the man hours which make up its cost, are split

Item	Class d) Man Hours per ton		
	40	70	100
	£	£	£
a) Mild Steel to B.S.S. 15	45. 0. 0	45. 0. 0	45. 0. 0
b) Electrodes	1.10. 0	1.15. 0	2. 0. 0
c) Miscellaneous Items	1.10. 0	1.10. 0	1.10. 0
d) Directly employed labour @ 5/-d per man hour.	10. 0. 0	17.10. 0	25. 0. 0
e) Overheads at say 125 %	12.10. 0	21.17. 6	31. 5. 0
f) Profit @ say 7 ¹ / ₂ %	5. 5. 9	6.11. 5	7.17. 1
Total cost per ton	75.15. 9	94. 3.11	112.12. 1

between the various trades. The following table gives the percentages by trades of man hours actually employed on the fabrication of four classes of structure. The trades listed cover 70% of the costs booked in the author's works against item d) above.

Item	Category			
	1	2	3	4
Crop, saw, roll, straighten	5.0	4.5	4.0	5.0
Template	2.0	10.0	2.0	1.5
Plane, gas cut	6.0	6.5	7.0	12.0
Mark and drill	10.5	6.5	4.0	Nil
Plater (or assembler)	23.0	23.5	18.0	21.5
Plater's helper	28.0	29.0	30.0	26.0
Welder	25.5	20.0	35.0	34.0

Category 1 was for a multi-span plate girder road bridge with built up welded cross girders. All site connections were bolted. The specification was of normal severity.

Category 2 was for an all welded arch bridge, with main chords of box section. Individual portions were shop assembled. The specification was very rigid, and required exceptional dimensional accuracy. Site connections were bolted.

Category 3 was for a single span plate girder railway bridge with rolled section cross girders. All butt welds were subject to radiographic inspection.

Category 4 was for a box girder cantilever bridge with a main span of 270' and side spans of 120'. All butt welds were subject to radiographic inspection. It was site welded.

From this table it can be seen that a variation in the amount of man hours employed on welding is not so great as might be expected. For category 3 even, if we assume a total of 70 man hours per ton in directly employed labour, the welding cost (including associated overheads and profit) was only 10.8% of the total cost. Plating accounted even in this case, to a greater proportion (14.8%) and in the case of category 2 to 19.5%.

Inspection

General

Any requirement laid down by a specification must be capable of precise assessment. Such phrases as "of the best quality", "perfectly straight", "without flaw" etc. are largely meaningless.

The methods of inspection available will therefore dictate the quality of materials and of completed fabrications which may be achieved.

Inspection of Welds

There are two basic non destructive methods of examination of welds, firstly visual and secondly radiographic. With the use of standard radiographs, such as those published by the I.I.W. the latter methods can be used precisely. Inspection by magnetic methods, by dye penetrants, by ultrasonic means etc. all indicate discontinuities under various conditions, but they do not guarantee positive nor quantitative identification of faults and must, therefore, be regarded as tools to be used only in conjunction with radiographic means. Hence the section on welding considers only the standards which can be achieved by the use of either visual or radiographic methods.

The initial cost of installing radiographic equipment with the ancillary developing and viewing facilities is fairly considerable, its actual cost depending on the capacity of the equipment installed. For most Bridgework an X-ray machine of capacity 250 KV. is adequate, particularly if a Gamma ray source is made available in addition.

The running costs, including depreciation, overheads, labour and all materials are relatively small. In the Author's works the cost per ton spread over all welded work fabricated is less than $\frac{1}{4}\%$ of the total cost. This includes all welders tests.

Inspection of Steel

In welded design plates are usually used in single ply, heavier sections being developed by the use of thicker plates. This is the converse of rivetted design where heavier sections employ several plies. Though there is a saving

in workmanship there is an added risk in that discontinuities in thicker plates are not only more likely to occur, but also form a much graver source of fault. Hence the discovery of a fault, such as a lamination, may result in the re-fabrication of a large weldment, and the non-discovery of such a fault may weaken the structure dangerously. It is therefore desirable both on economic and structural grounds to examine steel, particularly plates highly stressed in tension, on receipt from the mills for such discontinuities.

Ultrasonic equipment provides the best means for carrying out this inspection. Experience has shown that such inspection will be adequate if on only a small proportion of the materials in a bridge. In the case of plates, if the last two feet at each end are examined and found to be sound, then the remainder of the plates may be assumed to be sound also. One operator with one machine can, by this method inspect in excess of thirty plates per day including the time for laying out the plates and turning over a proportion.

Dimensional

Welding by its very nature causes stresses in the materials connected and hence distortion. Great accuracy may be required and can be achieved between particular faces and in particular dimensions, latitude should be allowed however in those dimensions which are neither important nor critical.

Responsibility for Quality

Primarily (after the operative himself) responsibility for maintaining the quality of workmanship must rest with the shop foreman. The importance of selecting him is therefore emphasised. The justification for ample time and money spent in training, which should continue after his appointment, lies in this fact. Money spent in this manner has rarely been found to be wasted.

Formal inspection is firstly by the Works Inspectors, secondly by those of the customer. This paper is not concerned with the cost of the latter. The Works Inspector should be responsible to the Works Manager directly, and should have preferably been an apprentice trained craftsman who has risen to a position of executive responsibility by his own ability. He should have therefore a well paid position, an essential corollary because so much depends on him in the search for quality.

Materials

Different steels are considered only insofar as their individual properties alter the cost of fabrication.

For example Mild Steel to B. S. S. 15 is in general a sound welding quality steel. However it is possible within this specification for a steel to be rolled

with such a chemical content in respect of sulphur, silicon and manganese that welding is difficult and expensive. On what occasions the extra cost of a steel of the same tensile strength, but with a more closely specified chemical analysis which will preclude such difficulties, is justified can only be known with the aid of statistical data which is not available. Another example is in High Tensile (Weldable Quality) Steel to B.S.S. 968.

The welding of this steel either requires pre-heating or a technique resulting in a very high rate of heat input in relation to the thickness of plates being connected. In this case, however, both the extra cost of the steel and of the extra work in welding can be closely estimated as can the saving in weight gained by the use of a steel of this tensile strength.

Welding

Hand Welding

Even to-day there is a widespread impression that, to require the critical welds on a bridge structure to be made to the standard normally specified on pressure vessels, would be impracticable and would cause a gross increase in cost. In the Author's opinion this is not true and the extra cost may well be saved by the avoidance of cumbersome details and excessive sizes and lengths of welds even without taking account of the higher stresses that may be imposed on the materials by the designer.

The attaining of such standards of welding in the first place in a structural works is difficult; their maintenance is comparatively easy.

Previous to 1956 considerable efforts had been made within the author's works to improve the general standard of welding. They had met with only a modicum of success. At about this time advice was given by an eminent manufacturer of pressure vessels that he did not consider it possible to attain more than a mediocre standard without the constant use of radiographic inspection. On installation of such equipment his view was confirmed. The direct visual proof which welders received of the faults in the welds they had made, had an immediate and decisive effect. For some months the rate of welding decreased by some 35% or more, but after a year or so the decrease in rate became less and settled down at between 18% and 20% of that achieved before radiographic examination was employed. This can largely be explained by the extra care taken in cleaning early runs on multi-run welds since the rate of deposition is directly proportional to the current employed.

Actual figures of deposition rate are difficult to compare, since they are dependent not only on the welder but on the time spent awaiting for a weldment to be moved or rotated, or for chippers to complete cleaning etc. Previous to radiographic methods of inspection being employed, butt welds were made with a deposition rate (by hand) of from 4.2 to 5.5 cubic ins. per welder per

hour. Two years after such inspection methods were adopted, work to Lloyds Class I Standard or to the "Black" (or best) Standard in the reference book of radiographs of the I. I. W., were from 3.4 to 4.7 cubic inches per hour per welder.

In 1958 several other contracts have been carried out; though radiographic examination has not been required and allowing for the fact that supervision has been fairly meticulous, it is interesting to find that spot checks by radiographic methods of inspection have shown that only seldom has the standard of welding deteriorated at all from the highest standards. In these cases the deposition rate has varied from 4.3 to 4.7 cubic inches per hour per welder — the deterioration of the rate of welding has therefore only decreased from 12—15% of that achieved before radiographic methods of inspection were adopted.

Two major conclusions may be drawn from these facts, firstly that very high standards of welding do not cause exceptional extra costs due to lower deposition rates; secondly that the requirement of the very best standard of welding makes little difference in cost compared with the requirement of the nearly best standard.

There are other costs incurred when radiographic testing of welds is required.

Extra welding is required on coupon plates. On plate girder bridges as much as 25% extra welding is required over that normally laid in the butts on the flanges. The proportion of the total welding on a bridge that occurs in these butt joints varies largely, and each bridge must be considered individually to obtain a precise measure.

A greater cost however by far is caused by any delay which should be incurred. The delay due to the rather slower rate of deposition of welders is of small consequence, compared with the delay caused by faulty welds which must be cut out and re-laid. Compared with the cost due to this delay, the direct cost of labour and materials is small, since the remainder of operations on such a structure may have to await completion of the repair.

Experience at the Author's works shows that for all but jobs of exceptional difficulty no more than $2\frac{1}{2}\%$ of the radiographs taken should show any fault, and on these no more than a quarter of the weld shown has to be cut out. Re-welding should therefore average below 1%.

Automatic Welding

The major advantages of automatic welding compared with hand welding are:

1. Once the machine is set up, the rate of welding is far greater.
2. Provided the fit up is good and the cleanliness is adequate, great homogeneity of deposited weld metal can be achieved.

3. Distortion is minimised.
4. That with many steels the high rate of heat input will permit the amount of pre-heat required to be reduced or eliminated.

The major disadvantages are:

1. The time required to set up the machine for welding.
2. Its lesser tolerance to faults in fit up to dirt or wet etc.
3. That at present downhand and horizontal/vertical welds are the only positions in which reliable production welding can be achieved.

When the methods of overcoming these disadvantages are considered, it will be seen that they are just those methods which will assist the attainment of higher quality.

Thus any complicated weldment will, if the weldment is not rotated or moved by crane power, require the use of special jigs and manipulators. The use of these will permit a great proportion of any hand welding associated to be done in those positions which assist in permitting the best quality weld metal i.e., horizontal or vertical. The accuracy of fit up and the cleanliness of the prepared surfaces will encourage good and consistent weld profiles and weld metal reasonably free from impurity. The lesser distortion will lessen the amount of residual stress included.

There is therefore a strong case that with efficiently operated and controlled automatic welding, economy and quality go hand in hand.

Relative costs are difficult to estimate since they depend so very largely on factors other than the welding process itself such as the efficiency of organization within the factory and the size of the initial capital outlay on machines, jigs and manipulators. Each case must be tried on its own merit.

In the Author's works it has been found possible in several cases to maintain, over comparatively long periods, an arcing time factor for submerged arc welding machines of over 60%. The use of automatic welding equipment is considered on runs of weld down to below 9 feet in length.

Other Processes

Preparation

Between 65% and 80% of the man hours on directly productive trades in the fabrication of a welded steel bridge, are expended on trades other than welding. As will be shown, welding costs are to a considerable extent determined by the accuracy of fit up, and therefore the importance of the standard of workmanship in considering the economics of quality in fabrication is emphasised.

The key to quality in these other trades is dimensional accuracy, and this in the first instance is controlled by the accuracy of preparation. The labour

cost of this preparation is less than 20% of the total, and hence the economic justification of rigid control of this section of the fabrication process can be clearly seen.

If we consider a 60° Vee butt weld with a standard gap of $\frac{1}{16}$ ", then, if the gap due to poor fitting increases to $\frac{1}{8}$ ", in $\frac{1}{4}$ " plate an extra 51% of weld metal must be laid; in $\frac{1}{2}$ " plate an extra 24%. Similarly, great increases in the volume of weld metal laid occur with inaccuracies due to poor fit up for other types of welding. Further than this, the author would go so far as to say that in general, automatic welding is not practicable without accurate preparation and fit up.

As greater accuracy in fit up is achieved, so costs in preparation increase, but there is a saving in the time of welders and also platers. There is a point at which economy is achieved, and this should be established for each works.

For most operations in preparation, the accuracy achieved is dependent on the operator rather than the machine employed. An edge planing machine for example, should cut well within $\frac{1}{32}$ " of straight over the full length of travel; similarly a good burning machine within $\frac{1}{16}$ ". A saw will cut stiffeners well within $\frac{1}{32}$ " of length. The operator, unless well trained and constantly supervised, will seldom work within these limits. The importance of achieving such standards has been demonstrated, and it is considered the laborious work of training operatives to these standards is well justified. It is not considered however, that the rate of output will seriously be diminished once the standard is set and operatives are accustomed to it.

Those ancillary to assembly and welding

Different firms have very different opinions of the extent of responsibility and skills to be expected of a welder. In the Author's works a manual welder is expected to be able to lay sound welds in any position, and to be sufficiently responsible to adhere strictly to any procedures or instructions given by the technical and planning staff.

This staff must therefore plan in very great detail. Their instructions must not only cover such routine matters as electrode type and size, current to be used etc. but also a large number of other matters if weldments of first class quality are to be produced. It is worth while to consider some of these in more detail.

Production Planning

Frequently it can be shown that the most efficient method of fabricating a structure lies in the employment of special jigs or manipulators. The one structure under consideration may not justify the financial outlay necessary to purchase or make such tools. The planning department must therefore not only estimate what tools can be justified, but also whether future contracts

are likely to be undertaken which might again utilise the special tools referred to above.

The studies made in planning should also indicate the problems, both in obtaining quality and in achieving savings in efficient production, which would best justify the expense and effort incurred in research into their solution.

Technical Planning

The process of welding introduces high local temperatures in the parts being joined, and high local stresses are set up with their associated strains. Hence each weldment will require individual study to determine the best procedures to minimise the result of such effects. Questions to be considered will include:

- The sequence of assembly and welding.
- The pre-set to be employed on flanges to avoid distortion.
- The control of camber both in the longitudinal and lateral planes.
- The control of shrinkage.
- Any corrective treatment.
- Any pre-heating required.

The detail work to prepare these instructions cannot reasonably be done on the shop floor, and hence must be the work of the technical and planning staff. Men working on technical planning often have other functions such as progressing and hence it is difficult to establish the actual size of such staffs. Such figures as the author has been able to collect indicate that this staff varies from one to every forty, to one to every eighty men directly employed on fabrication.

Taking the greater staff and assuming that the average salaries of these staff are double those of men directly employed on fabrication, it will be seen this staff has a maximum cost of 5% of the total directly employed labour cost, or 0.93% of the total cost per ton of bridgework requiring 70 man-hours per ton directly employed labour.

Hence it can be clearly seen that the technical and planning staff must be as good as can be obtained, and economies in their employment have no justification.

Shop erection

Shop erection is costly, both in labour and in time, hence it is usually economic to minimise the volume of shop erection as far as possible, provided dimensional accuracy can be maintained.

The amount of shop erection carried out is largely determined firstly by the practice of the particular shop in which fabrication takes place, and secondly by the type of site connection employed.

Site welding has the advantage that its use permits a completely monolithic structure to be achieved. It has the disadvantage that in general the dimensional accuracy obtainable with bolted and rivetted connections cannot be achieved. Proving such structures by shop erection is not easy, since the absence of holes makes the location of individual members difficult. These many difficulties themselves make shop erection more necessary, and amongst other things it will probably reduce the volume of welds to be laid at site.

With turned bolts, all the work must be fully erected and site holes reamed in position.

In grip bolts with clearance holes, it is possible to avoid a proportion of shop erection, though in the Author's works it is considered desirable to shop erect a proportion even of such work. Recent research work into the use of grip bolts indicates it may be possible to achieve the monolithic properties obtained by site welding with the use of these bolts, and if this is so, then a saving in cost may be made without losing any quality.

Conclusions

The nature of bridges, in that the failure of even a part may cause a disaster, is such that a poor standard of workman-ship or materials is not acceptable. It is therefore the degree of excellence that must be established when the economics of quality of fabrication are considered.

There is a paucity of data on the extra costs incurred when rigid requirements are needed and achieved. This paucity is emphasised when it is recognised that so much of the data which is available refers to the costs incurred when such requirements are met for the first time. The whole evidence which has been brought together in this paper indicates that it is the attaining of quality that is costly rather than the maintenance of this quality.

Similarly, it is extremely difficult to make a quantitative estimate of the savings in material that may be achieved due to any particular requirement. This is in part due to the reluctance of so many designers to accept the reliability that can be achieved in the final structure, in that they will add extra reinforcements in stiffeners or weld metal to subdue their fears.

It is clear, nevertheless, that the least total cost of a welded steel bridge will be achieved by the employment of an advanced design which takes account of the highest standards of workmanship and materials which can be obtained at the present time.

Summary

Greater accuracy and the further avoidance of defects in the fabrication of welded steel bridges, enable Engineers to make more refined designs, and hence economies in the weight of steel employed. It is difficult to estimate either the extra cost per ton incurred by more stringent requirements, or the saving in weight and hence the saving in cost which these requirements will permit.

The nature of bridges, in that the failure of even a part may cause a disaster, is such that a poor standard of workmanship or materials is not acceptable. It is therefore the degree of excellence that must be established when the economics of quality of fabrication are considered. The paper indicates that the greatest economy is likely to be achieved where the standards of both materials and workmanship are the highest that can be achieved.

It is shown that to achieve higher standards in the first place is almost always difficult and expensive, but that once achieved, the maintenance of these standards is comparatively simple and cheap, hence the extra cost involved in doing a job for the first time to the higher standards, should not be taken as the criterion of whether a further economy can be made.

Résumé

Une plus grande précision et une plus large élimination des défauts de fabrication des ponts métalliques soudés permettent à l'ingénieur de projeter des ouvrages plus élégants et par cela même d'économiser le poids d'acier employé. Il est difficile d'estimer d'une part les frais supplémentaires provoqués par des exigences toujours croissantes et d'autre part les économies de poids et par conséquent de prix que ces exigences entraînent.

Il est dans la nature des ponts qu'un défaut d'une seule des parties puisse causer un désastre; par conséquent, une mauvaise qualité de la main-d'œuvre ou du matériau est inacceptable. C'est donc le degré de l'excellence qui doit être établi lorsqu'on considère l'influence de la qualité sur l'économie. Ce mémoire montre que la plus grande économie sera probablement atteinte là où tant la qualité du matériau que celle de la main-d'œuvre seront les meilleures que l'on puisse atteindre.

Il est prouvé que pour parvenir à une meilleure qualité, il faudra presque toujours compter en premier lieu avec des difficultés et des frais supplémentaires, mais une fois celle-ci atteinte, son maintien est relativement simple et bon marché; pour cette raison, les frais supplémentaires impliqués dans la première exécution d'un travail de qualité supérieure ne doivent pas être pris comme un critère pour les futures économies pouvant être réalisées.

Zusammenfassung

Die größere Genauigkeit und die weitgehende Ausschaltung von Fabrikationsfehlern bei geschweißten Brückenkonstruktionen ermöglichen dem Ingenieur elegantere Entwürfe und damit Einsparungen am Stahlgewicht. Die zusätzlichen Kosten, die durch die höher geschraubten Anforderungen bedingt sind, wie auch die Kostensenkungen infolge der Gewichtsersparnisse, sind schwierig abzuschätzen.

Es liegt in der Natur des Brückenbaues, daß eine schlechte Qualität der Ausführung sowie des Baustoffes unannehmbar ist, da selbst das Versagen eines einzelnen Teiles eine Katastrophe hervorrufen kann. Wenn man die Wirtschaftlichkeit einer bestimmten Ausführungsqualität untersuchen will, so ist vom Grad der Vollkommenheit der Ausführung auszugehen. Diese Abhandlung deutet nun an, daß die größte Wirtschaftlichkeit wahrscheinlich dann erreicht wird, wenn auch die Qualität von Baustoff und handwerklicher Ausführung ein Optimum darstellt.

Es wird ferner dargelegt, daß bei Einführung eines höheren Standards regelmäßig mit Schwierigkeiten und Mehrkosten zu rechnen ist, daß aber, wenn dieser einmal erreicht ist, dessen Aufrechterhaltung vergleichsweise einfach und billig wird. Deshalb sollten Mehrkosten, die bei der erstmaligen Anwendung neuer Arbeitsmethoden entstehen, nicht als ein Kriterium für die zukünftige Wirtschaftlichkeit betrachtet werden.

II a 5

Quelques aspects de l'influence exercée par la grosse chaudronnerie sur la charpente métallique soudée en Suisse

Über den Einfluß des Großkesselbaues auf die geschweißten, schweizerischen Stahlbauten

Some Aspects of the Influence of Boiler-making on Welded Structural Steelwork in Switzerland

CHARLES DUBAS

Ing. civil dipl. E. P. F., Dr sc. techn., Président de la Direction des Ateliers de Constructions Mécaniques de Vevey S. A., Bulle

Introduction

Dans ce court exposé, nous décrirons quelques aspects des techniques utilisées en grosse chaudronnerie et de l'influence qu'elles ont exercée sur la charpente métallique suisse, en matière de soudure électrique. Comme nous le montrerons rapidement, cette influence est d'ailleurs réciproque et s'exerce également à partir ou au profit d'autre secteurs industriels tels que les appareils pour l'industrie chimique ou alimentaire, les turbines hydrauliques, la grosse mécanique, le matériel de chemin de fer, fixe ou roulant, et même la fonderie.

Il est évident que l'interpénétration technique entre la charpente métallique, la grosse chaudronnerie et les branches apparentées se produit dans tous les pays. D'après nos observations, nous croyons cependant qu'elle est plus développée en Suisse et particulièrement dans certaines entreprises. En voici les raisons.

Bien que le marché suisse de la construction métallique soit assez restreint¹⁾, les entreprises suisses de la branche sont néanmoins nombreuses et réparties

¹⁾ Pour plus de renseignements, on se reportera à l'article «Quelques aspects de la construction métallique en Suisse», paru dans le «Bulletin technique de la Suisse romande» du 19 janvier 1957. Pour l'Europe, on lira avec intérêt les fascicules publiés en supplément aux «Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics», en particulier les «Aspects de la construction métallique soudée en Allemagne, Suède et Autriche», Paris 1957.

dans tout le pays. Dès lors, ces entreprises sont de dimensions modestes, si on les compare aux entreprises similaires de l'étranger. C'est pourquoi la charpente, dont les besoins sont d'ailleurs soumis à des fluctuations particulièrement fortes, ne constitue, dans la plupart des cas, qu'une des branches de l'activité des entreprises suisses de construction métallique. Pour certaines d'entre elles, issues d'ateliers de serrurerie agrandis peu à peu, cette dernière activité n'a pas été abandonnée, mais au contraire développée sur un plan industriel; pour d'autres, essentiellement fabriques de machines, l'atelier de charpente métallique est souvent appelé à construire des bâtis, châssis, supports et carters de tout genre, sans compter des structures spéciales telles que les charpentes de ponts roulants, véritables châssis de véhicules lourds de chemin de fer. Dans un grand nombre de cas, enfin, les entreprises suisses de charpente métallique ont développé les secteurs grosse chaudronnerie et appareillage pour l'industrie chimique ou alimentaire, dont l'importance est parfois plus grande que celle de la charpente proprement dite. Ainsi l'interpénétration technique s'imposait fatalement à la plupart des constructeurs suisses. Comme les plus importants, les mieux équipés, étaient obligés de lutter non seulement contre d'autres matériaux, plus prisés, mais encore contre une foule de concurrents plus petits, équipés plus sommairement, il n'est pas étonnant que les maisons pourvues des meilleurs bureaux techniques se soient orientées vers une production très évoluée, en se tenant tout à l'avant du progrès technique.

Dans l'exposé qui va suivre, nous allons tout d'abord dire quelques mots de l'évolution et de l'importance de la soudure en matière de récipients et de réservoirs, sans oublier le domaine un peu spécial des appareils pour l'industrie chimique ou alimentaire. Nous passerons ensuite aux conduites forcées, dont l'influence sur la charpente métallique est prépondérante, particulièrement en ce qui concerne la qualité des aciers et l'exécution des soudures, en plus de la conception générale de l'ouvrage soudé et des détails constructifs. Nous montrerons en outre un exemple de l'influence inverse, celle de la charpente sur la grosse chaudronnerie, en matière de conception et de calcul des conduites forcées. Nous parlerons enfin des autres secteurs industriels et tirerons quelques conclusions en ce qui concerne l'interpénétration technique et son importance.

Récipients et réservoirs

Rappelons tout d'abord ce que disaient, en mars 1935, M. le prof. M. Roš, alors Directeur du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux, et son collaborateur, M. A. EICHINGER. Ils remarquaient ²⁾ que la construction des récipients

²⁾ «Festigkeit geschweißter Verbindungen», EMPA-Bericht Nr. 86 (Separatabdruck aus «Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik», Nr. 3 und 5, Jahrgang 1935).

et réservoirs possédait les expériences les plus anciennes en matière de soudure et que l'on avait toujours obtenu satisfaction tant que l'exécution était appropriée et que l'on avait apporté tout le soin nécessaire aux détails constructifs. Ils ajoutaient qu'en matière de conduites forcées, on manquait encore d'expériences suffisantes. En charpente métallique, on était en train de s'adapter. Quant à la construction des ponts, on en était encore aux débuts de l'emploi de la soudure. Pour les rails, les cordons bout à bout promettaient de bons résultats. Enfin, dans la construction des machines, on avait enregistré des succès et malheureusement aussi des échecs, en particulier lorsque l'on soudait des aciers à haute teneur en carbone ou des aciers spéciaux.

Constatons maintenant qu'en matière de chaudières, de cuves et de réservoirs, la rivure était non seulement gênante pour plus d'une raison et particulièrement à cause des recouvrements qu'elle impose, mais qu'elle était encore beaucoup plus difficile à réaliser qu'en charpente métallique. En effet, il ne suffisait pas d'obtenir une bonne résistance mécanique de la couture, mais il fallait encore une étanchéité parfaite, souvent même en surpression, à l'essai, d'où la nécessité impérieuse d'une rivure serrée, avec matage des lèvres des tôles. C'est la raison pour laquelle la soudure autogène, au chalumeau, la soudure au gaz à l'eau et la soudure électrique furent utilisées très tôt³⁾ dans certains ateliers de chaudronnerie⁴⁾ des pays industriels les plus avancés.

Il n'y a pas besoin d'insister sur l'importance actuelle de la soudure à l'arc électrique en matière de récipients et de réservoirs, de même que pour les appareils nécessaires à l'industrie chimique ou alimentaire. Disons simplement

³⁾ La soudure à l'arc électrique a été utilisée industriellement bien avant le début du siècle. Une gravure provenant d'une publication de 1895 montre en effet un atelier de soudure en 1894; la source du courant était une batterie d'accumulateurs et l'on soudait au moyen d'électrodes de charbon des tôles à bord recourbés, en utilisant des fondants. La gravure en question a été reproduite dans la «Revue de Soudure Sécheron», n° 30, novembre 1958, à la figure 1 d'un article de M. F. WÖRTMANN, Dr sc. techn., ingénieur-conseil. Cet article est intitulé «Historique du début des électrodes de soudure à l'arc».

⁴⁾ De l'exposé très intéressant de M. F. WÖRTMANN, cité à la note précédente, nous extrayons le passage suivant: «Comme l'électricité était encore peu répandue à cette époque, la soudure électrique à l'arc n'était employée que par quelques rares entreprises. Avec l'avènement de la soudure autogène au chalumeau, vers 1904, la soudure à l'arc fut reléguée au second plan. Elle pénétra cependant lentement dans les fonderies où elle permit de combler les pores et les retassures sans avoir besoin de réchauffer toute la pièce, comme il fallait le faire pour la soudure à l'acétylène. On se résigna à la qualité inférieure du métal déposé.»

M. F. WÖRTMANN ajoute: «Il est probable que les soudeurs avaient observé que les fils auxquels adhérerait encore un peu de chaux, provenant de leur tréfilage, fondaient mieux que les fils propres. Or, dans toutes les entreprises en question, l'on disposait déjà de générateurs d'acétylène et le résidu du carbure, la chaux éteinte, était toujours disponible. Des soudeurs curieux trempèrent leurs fils dans cette chaux pour voir l'effet. Ils virent que cela allait mieux. Ce fut le début des électrodes enrobées.»

que des pièces souvent fort difficiles par leur forme, leur sollicitation, les contraintes internes dues à la multiplicité des cordons, le contrôle serré auquel elles sont soumises et allant parfois jusqu'à l'essai d'étanchéité à l'hélium, ont obligé les fabricants et leur personnel à une technique de plus en plus poussée⁵⁾. Pensons également aux questions métallurgiques qui se posent journellement, notamment pour le soudage d'aciers inoxydables ou plaqués (bimétal). L'âge atomique qui vient de commencer, on peut l'affirmer dès maintenant, accentuera encore la nécessité d'une haute qualification des fabricants de ce matériel nouveau, soumis à des règles très strictes.

Ainsi, les fabricants suisses de chaudières, récipients, réservoirs sous pression et appareils pour l'industrie chimique ou alimentaire, disposant d'un personnel particulièrement qualifié en matière de soudure, tant au bureau d'études qu'à l'atelier, n'ont pas eu de difficultés techniques importantes, quand ils ont voulu passer à la construction de conduites forcées. Aux fabricants qui étaient en même temps des constructeurs de ponts et de charpentes, il était facile de prélever une partie de ce personnel, lorsque la chose s'avérait nécessaire en construction métallique⁶⁾.

Conduites forcées

Au cours des trente dernières années, la nécessité d'utiliser à un rythme accéléré l'énergie hydroélectrique des régions montagneuses a conduit à la construction de conduites forcées pour des chutes de plus en plus élevées et des diamètres de plus en plus grands. Or l'énergie accumulée dans de telles conduites est considérable, surtout lorsqu'elles sont alimentées par un lac. En cas de rupture d'un tuyau, les destructions matérielles⁷⁾ peuvent être très grandes, sans parler des morts d'hommes et du manque à gagner d'une importante centrale hors service. Il était donc indispensable de construire ces conduites, pour lesquelles la soudure présentait les mêmes avantages qu'en chaudronnerie générale, avec une sécurité aussi absolue que possible⁸⁾. C'est pourquoi,

⁵⁾ Le phénomène est ancien. Voir par exemple les rapports n° 11 (mai 1926) et 12 (juin 1926) du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux, intitulés «Theorie und Praxis der autogenen Schweißung» et «Über elektrisch und autogen geschweißte Konstruktionen».

⁶⁾ Signalons ici que le soudage à l'arc en atmosphère gazeuse, utilisé aujourd'hui en charpente métallique dans certains cas bien déterminés, où il présente des avantages, est employé depuis des années pour la soudure des réservoirs en aluminium.

⁷⁾ Voir par exemple la figure 57 du rapport n° 132 du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux, Zurich, février 1941. Ce rapport du prof. M. Roš est intitulé: «Problèmes actuels de la soudure des aciers de construction.»

⁸⁾ D'après les théories probabilistes de la sécurité, cette dernière n'est jamais absolue. Pour plus de détails, on se reportera aux «Publications préliminaires» et «Rapports finals» des congrès de Liège et de Cambridge de notre Association Internationale des Ponts et Charpentes.

dans la règle et depuis fort longtemps, les maîtres de l'œuvre ont imposé et les constructeurs ont pris les plus grandes précautions, soit en ce qui concerne le choix de l'acier et des électrodes, soit en ce qui concerne la qualité du travail et son contrôle.

En Suisse, on donna jusque tout récemment une importance capitale aux essais d'endurance⁹⁾, et ceci aussi bien sur éprouvettes de fatigue que sur des éléments ou des modèles d'ouvrages¹⁰⁾. Actuellement, on n'attache plus la même importance à l'endurance, au moins en matière de conduites forcées, puisque ces dernières ne sont pas effectivement soumises à un effort de fatigue¹¹⁾. Par contre, l'accent est mis aujourd'hui sur la résistance à la fragilité¹²⁾ des tôles et des soudures dans les conditions de service. Nous ne pouvons malheureusement nous étendre sur cette *question pourtant capitale de la fragilité des aciers et des soudures*; elle est en effet beaucoup trop vaste et les publi-

⁹⁾ Le prof. M. ROŠ s'était fait le champion des essais à l'endurance, avec application de la théorie généralisée de la rupture selon HUBER-v. MISES-HENCKY et introduction de la contrainte dite de comparaison. Dans sa conférence faite le 10 octobre 1947 à la réunion d'automne de la Société de Métallurgie et publiée sous le titre «La fatigue des métaux», le prof. M. ROŠ déclarait: «Le jugement de la soudure bout à bout d'après la limite de fatigue est certainement correct, car, dans le cas de la sollicitation par fatigue, les défauts mécaniques inhérents à la matière, en elle-même et à l'exécution, ainsi que les erreurs ou avantages constructifs ressortent beaucoup plus nettement que dans le cas de la sollicitation statique.»

En Belgique, les idées du prof. ROŠ ont été reprises pour l'«Auscultation des réservoirs sous pression». Voir à ce propos l'article de MM. W. SCETE et R. DECHAENE paru dans la «Revue de Soudure», n° 3, 1958.

¹⁰⁾ Voir à ce sujet les divers rapports du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux publiés par M. le prof. ROŠ et ses collaborateurs. En plus des titres déjà donnés aux remarques 7 et 9, citons encore: «Festigkeit und Berechnung geschweißter Verbindungen im Kessel- und Rohrbau; Schweißverbindungen im Kessel- und Behälterbau» (Mai 1936), «Erfahrungen mit röntgen-durchstrahlten, geschweißten Druckleitungen und deren festigkeitstechnische Sicherheit» (1939), «Festigkeit und Berechnung von Schweißverbindungen» (Mai 1943), «Die Festigkeit und Sicherheit der Schweißverbindungen» (Januar 1946).

¹¹⁾ En effet, les sollicitations dynamiques qu'elles subissent sont rares et ne forment qu'un certain pourcentage de leur sollicitation statique, permanente lorsque la conduite est en service. Même en cas de manœuvre tout à fait exceptionnelle, on ne dépasse guère 10 % pour les hautes chutes équipées de turbines Pelton et 30 % pour les chutes moyennes équipées de turbines Francis sans orifice compensateur.

¹²⁾ L'essai de résilience à l'état naturel et après vieillissement artificiel n'a jamais été négligé en Suisse; il était presque toujours utilisé conjointement avec l'essai d'endurance. L'examen microscopique et l'essai de dureté permettaient en outre de déceler une formation éventuelle de martensite, dure et cassante, souvent responsable des ruptures fragiles. Ceci était d'autant plus nécessaire qu'à part la nuance douce (résistance 35 à 44 kg/mm² sur éprouvette de traction statique), on utilisait pour les conduites forcées une nuance plus dure (41 à 50 kg/mm²), prévue par les prescriptions du 1er janvier 1932 de l'Association suisse des propriétaires d'appareils à vapeur. Cet acier avait une teneur en carbone élevée, sans éléments d'alliage. Cf. les rapports de la note 10.

cations paraissant chaque année à ce sujet, beaucoup trop nombreuses. Disons simplement que l'on trouve sur le marché, à l'heure actuelle, plus d'une dizaine de marques de tôles de qualité spéciale, en provenance des divers pays producteurs. Il s'agit d'aciers faiblement alliés, à grain fin, calmés et présentant du point de vue résilience¹³⁾ en long et en travers, à l'état naturel et après vieillissement artificiel, à la température ambiante et à basse température, avec entaille aiguë et ordinaire, des garanties très sérieuses¹⁴⁾. Ces aciers, primitivement à haute résistance¹⁵⁾, sont à l'heure actuelle élaborés également en nuances plus douces. Tous conviennent parfaitement pour des constructions soudées, délicates et difficiles, qu'il s'agisse de matériel chaudronné ou de charpente métallique¹⁶⁾; ils supportent sans difficulté la déformation à froid lors du pliage et du roulage, opérations capitales en chaudronnerie; ils supportent également sans dommage d'importantes contraintes polyaxées dues à la soudure,

¹³⁾ L'essai de résilience, c'est-à-dire la chute d'un poids (mouton) sur un barreau entaillé de faible section, n'est pas le seul à rendre compte de la résistance à la fragilité des métaux. Malgré diverses tentatives, en particulier de M. HENRI-M. SCHNADT, cet essai est d'ailleurs difficile à interpréter pour les conditions données d'un ouvrage déterminé. Pour les tôles épaisses, l'essai global de pliage Kommerell est indispensable. L'essai de rupture statique sur éprouvette de traction entaillée est en outre particulièrement suggestif.

¹⁴⁾ En chaudronnerie sous pression, on procède depuis longtemps aux essais mécaniques sur chaque tôle-mère, à la réception. Notons à ce sujet que les prescriptions actuelles en matière d'aciers (et les usages en matière de réception) sont un mélange assez incohérent de propriétés mécaniques, qui intéressent en premier lieu les utilisateurs (maîtres de l'œuvre et constructeurs) et de procédés d'élaboration, qui préoccupent avant tout les sidérurgistes (et les chercheurs). On se reportera à ce propos aux critiques très violentes de M. HENRI-M. SCHNADT dans les «Oerlikon-Schweißmitteilungen» n° 26 (1957). Ces critiques font l'objet du chapitre «Unzulänglichkeit der üblichen Denk- und Prüfmethode» de son article «Prüfmethode von Stählen und Schweißwerkstoffen für große Schweißkonstruktionen».

¹⁵⁾ On peut se demander à ce sujet s'il faut véritablement fixer les contraintes admissibles, c'est-à-dire la sécurité calculée d'un ouvrage, à partir du seul essai à la rupture sur éprouvette de traction, qu'il s'agisse de la résistance statique, de la limite élastique ou même de l'endurance. D'ailleurs, si l'on fixe de bons critères de fragilité et de soudabilité, on oblige les laminaires à une élaboration et à une composition chimique telles que la résistance à la rupture sur éprouvette de traction se trouve fixée dans des limites assez restreintes, au moins pour les aciers normaux avec surprix abordables pour des constructions courantes.

Signalons encore qu'en Suisse la différence de prix entre deux aciers de marque, nuance 37 kg/mm² et nuance 52 kg/mm², était très faible jusque tout récemment. Malgré cela, l'acier nuance 52 kg/mm², presque exclusivement employé pour les conduites forcées, était peu utilisé en charpente métallique, où l'on compare en général un acier nuance 37 kg/mm² de qualité courante, c'est-à-dire sans garantie de fragilité, à un acier nuance 52 kg/mm² résistant à la décohésion.

¹⁶⁾ Cf. E. FOLKHARD: «Die Entwicklung und der heutige Stand des schweißbaren St 52», paru dans le «Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik», 1955, Heft 6.

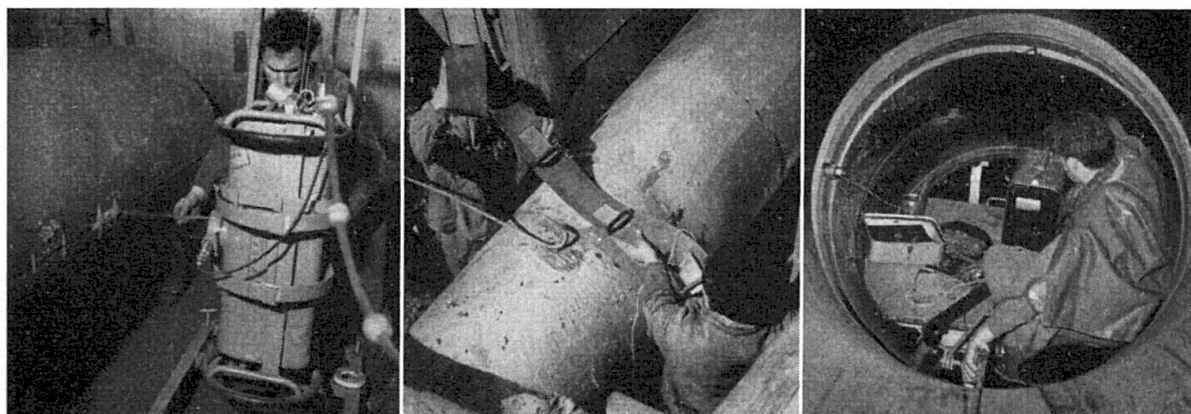


Fig. 1. Contrôles radiographique, gammagraphique et ultrasonique de conduites forcées.

très dangereuses si l'acier est fragile ¹⁷⁾. On peut dès lors se passer, en règle générale, du recuit ¹⁸⁾ à 620—650°, destiné d'une part à annuler l'effet de vieillissement et d'autre part à faire disparaître les contraintes internes.

Il faut en outre remarquer que l'emploi généralisé des électrodes basiques ¹⁹⁾, peu sensibles aux impuretés du métal de base et très tenaces, a augmenté la sécurité effective des conduites forcées dans une proportion considérable.

L'importance accordée depuis toujours à la question de la qualité des aciers et des électrodes en matière de conduites forcées, comme d'ailleurs pour les chaudières, récipients et réservoirs sous pression, ressort clairement de ce que nous venons de dire. En ce qui concerne la question capitale du contrôle des soudures, elle nous entraînerait beaucoup trop loin si nous voulions la traiter. Dès lors, nous montrerons simplement à la fig. 1, comment s'opère, en atelier

¹⁷⁾ Il ne suffit pas d'utiliser en l'occurrence un acier à grand allongement mesuré sur éprouvette de traction, où la striction peut se produire librement, contrairement à la tôle large. Rappelons à ce propos que la limite élastique de l'essai de traction augmente en sollicitation bidimensionnelle et que, sans tenir compte des contraintes internes, cette limite est dépassée localement sur bien des éléments d'ouvrages en service. L'auscultation tensométrique de pièces chaudronnées compliquées montre assez souvent un tel dépassement.

Rappelons en outre que la fragilité des tôles se manifeste également en construction rivée. On consultera à ce sujet l'article de M. G. FERRAND, intitulé: «A propos du cinquantenaire d'une conduite forcée» et paru dans le numéro de mars-avril 1958 de «La Houille Blanche».

¹⁸⁾ Le recuit ne peut évidemment pas faire disparaître les fissures; l'exécution doit donc être effectuée de manière à les éviter. Le plan de soudage de pièces compliquées doit être prévu dès lors de manière à permettre une dilatation aussi libre que possible. Ce problème du recuit, ainsi que beaucoup d'autres, a été abordé dans le «Bulletin technique Vevey», années 1954 et 1958, n° 1, aux articles intitulés «Solutions à quelques problèmes de charpente métallique et de grosse chaudronnerie» et «Récents réalisations Vevey en matière de conduites forcées».

¹⁹⁾ En allemand «kalkbasisch», en anglais «low-hydrogen». Pour l'historique, voir l'article cité à la note 3.

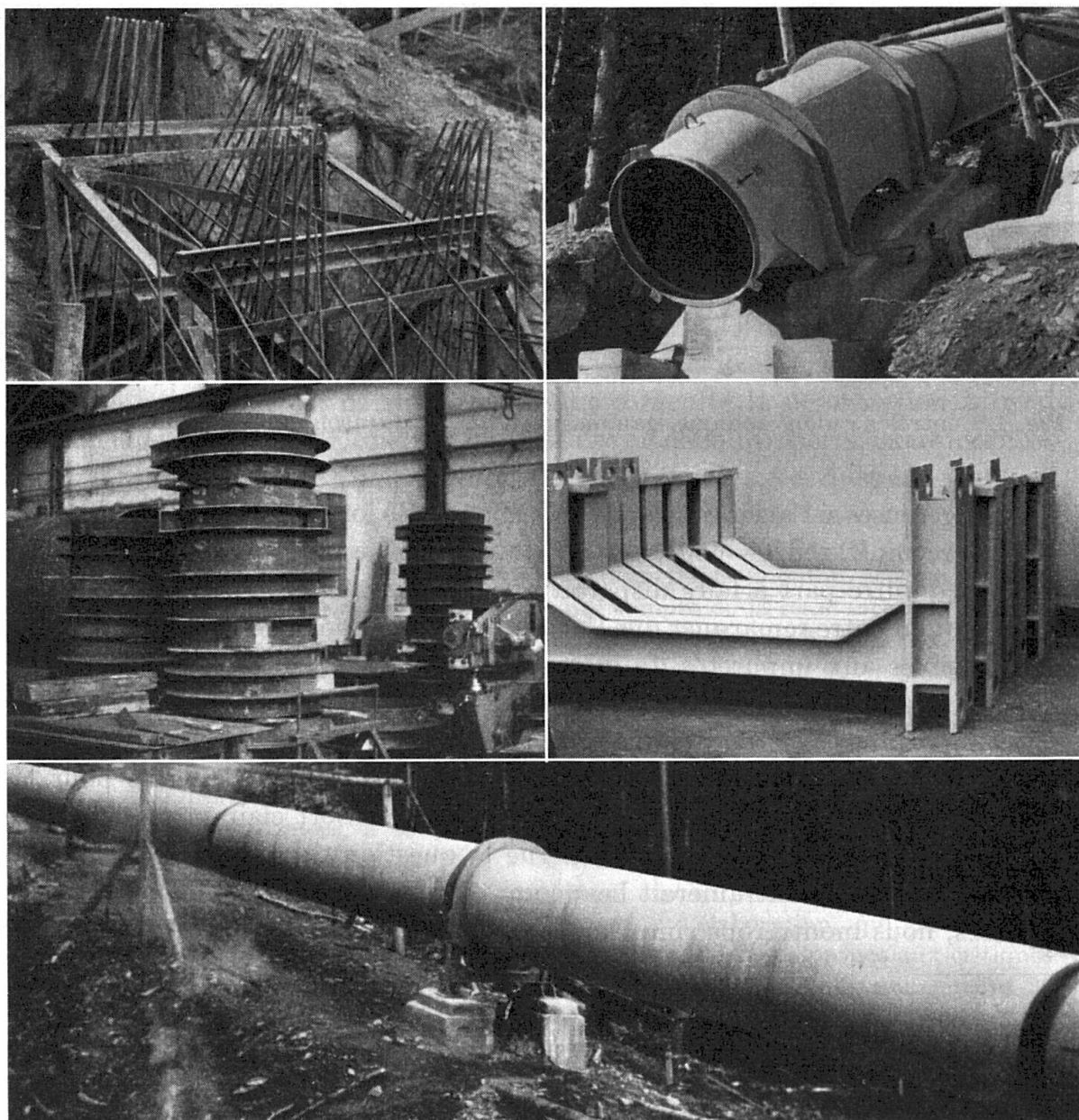


Fig. 2. Ancrage des coudes dans les massifs, coude et détails des appuis d'une conduite forcée récente.

et sur place, dans des conditions souvent très difficiles, les contrôles radiographique, gammagraphique et ultrasonique.

En contrepartie, il faut bien avouer que le calcul des chaudronniers s'est trop souvent borné à quelques formules élémentaires, dont celle du tube sous pression. La manière de faire est donc l'inverse de celle de la charpente métallique, où le calcul et les études théoriques sont en général très poussés, *tandis que l'on s'occupe encore beaucoup trop peu de la conception générale de l'ouvrage en vue de la soudure, des détails constructifs, du choix de l'acier et des électrodes, de l'exécution correcte en atelier et au montage, ainsi que du contrôle approfondi depuis l'aciérie jusqu'à la mise en service.* La logique oblige évidemment à

rapprocher des manières de faire aussi divergentes, soit en matière de grosse chaudronnerie, soit en matière de charpente métallique. Quant aux ponts, on se trouve en général dans une situation plus satisfaisante, les soins apportés aux ponts-rails soudés étant très souvent aussi poussés que pour une conduite forcée.

Il ne nous paraît pas inutile, en complément à ce que nous venons de dire, de montrer à la fig. 2 quelques vues d'une conduite forcée toute récente, où les coudes et les appuis ont été réalisés d'après les principes et la manière de calculer de la charpente métallique. Les efforts de déviation des coudes ont été en effet repris où ils se produisent et conduits le plus directement possible au sol de fondation par l'intermédiaire des massifs d'ancrage. La répartition de ces efforts dans le béton a été effectuée, conformément à la technique de ce matériau, en utilisant des fers ronds, soudés, comme nous l'avons fait à plusieurs reprises pour transmettre la poussée horizontale d'un cadre à double rotule dans un plancher. Pour les appuis, nous avons recherché, par une étude théorique, la forme et les dimensions à donner pour obtenir une sécurité aussi uniforme que possible, malgré les grandes portées. Des colliers indépendants, épais et robustes, formant de véritables tuyaux très courts, ont fourni une solution rationnelle, tant du point de vue technique que du point de vue économique (fig. 2).

Pour clore ce chapitre relatif aux conduites forcées, rappelons que, du fait des essais en surpression usuels en grosse chaudronnerie, l'auscultation tensométrique est beaucoup plus courante qu'en charpente métallique; on l'exécute volontiers sur les pièces spéciales telles que culottes, piquages et trous d'homme.

Autres domaines de la technique

Nous ne voulons pas parler longuement des réservoirs à hydrocarbures de grandes dimensions, pour lesquels, très souvent, on néglige presque complètement la question capitale de la qualité des aciers, en particulier celle de leur soudabilité et de leur fragilité. Il en est presque toujours de même de la qualité des soudures²⁰). Quant aux questions de calcul, il est très rare que l'on se penche sérieusement sur le problème du renforcement du manteau à son encastrement dans le toit et dans le fond, eux-mêmes à renforcer localement. Les choses ne sont guère plus satisfaisantes en ce qui concerne la transmission correcte des efforts autour des trous d'homme et, pour les réservoirs à pression, du manteau dans le sol. Montrons cependant à nos lecteurs, à la fig. 3, quelques

²⁰) Dans plusieurs pays, il semble usuel de ne pas souder à cœur les tôles du manteau et de diminuer simplement les contraintes admissibles par un facteur dit «de soudure». Du point de vue économique et technique (sécurité), il est certainement plus juste d'exécuter une soudure bien pénétrée, reprise à l'envers et contrôlée par sondage radiographique, avec des tôles plus minces.

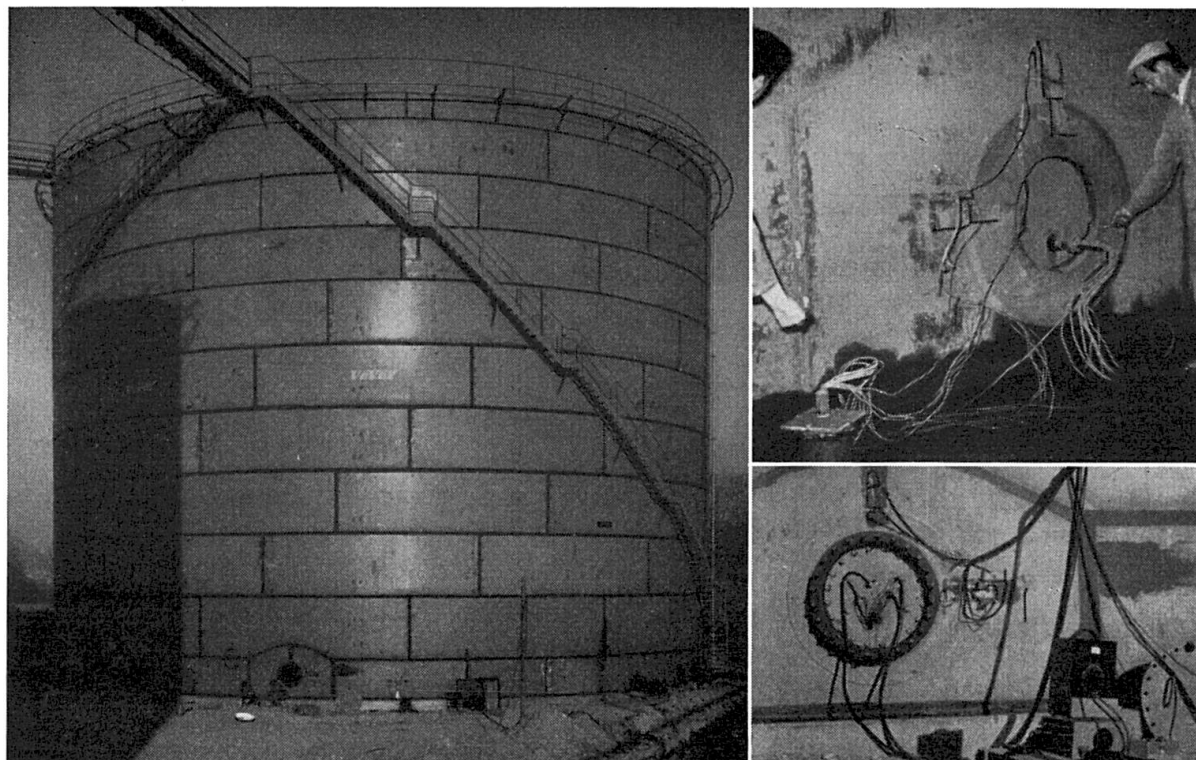


Fig. 3. Réservoir à hydrocarbures de 12 000 m³ avec auscultation tensométrique intérieure et extérieure.

vues d'un réservoir de 12 000 m³ réalisé dernièrement selon ce qui devrait être considéré comme les règles de l'art, et avec une auscultation tensométrique des points jugés névralgiques.

En matière de turbines hydrauliques, disons seulement que l'accroissement constant des unités oblige les fabricants à abandonner de plus en plus les grandes pièces en fonte pour passer à une construction presque entièrement soudée. A titre d'exemple, montrons à la fig. 4 les bâches d'une turbine Pelton et d'une turbine Francis, toutes deux de forte puissance. Ajoutons que, pour certaines grosses unités Kaplan ou Francis, le cercle d'entretoise, les différents supports et couvercles à réaliser en tôles très épaisses, avec ou sans utilisation de pièces de raccordement en acier moulé, posent des problèmes très ardues de qualité des aciers, de soudage et de traitement thermique.

En grosse mécanique, l'évolution est identique à celle des turbines hydrauliques. Là encore, les constructeurs, pour des raisons économiques et de sécurité, ont dû passer à une construction allégée, complètement soudée, comme le châssis des wagons-grues représentés ²¹⁾ à la fig. 5. En ce qui concerne les charpentes d'engins de levage, leur conception et leur exécution, du point de vue esthétique, technique et économique, donnent le ton en matière de construction moderne (fig. 5).

Pour les véhicules de chemin de fer, l'emploi de tôles minces pliées et

²¹⁾ Cf. «Bulletin technique Vevey» 1954: «Wagons-grues CFF 25 tonnes.»

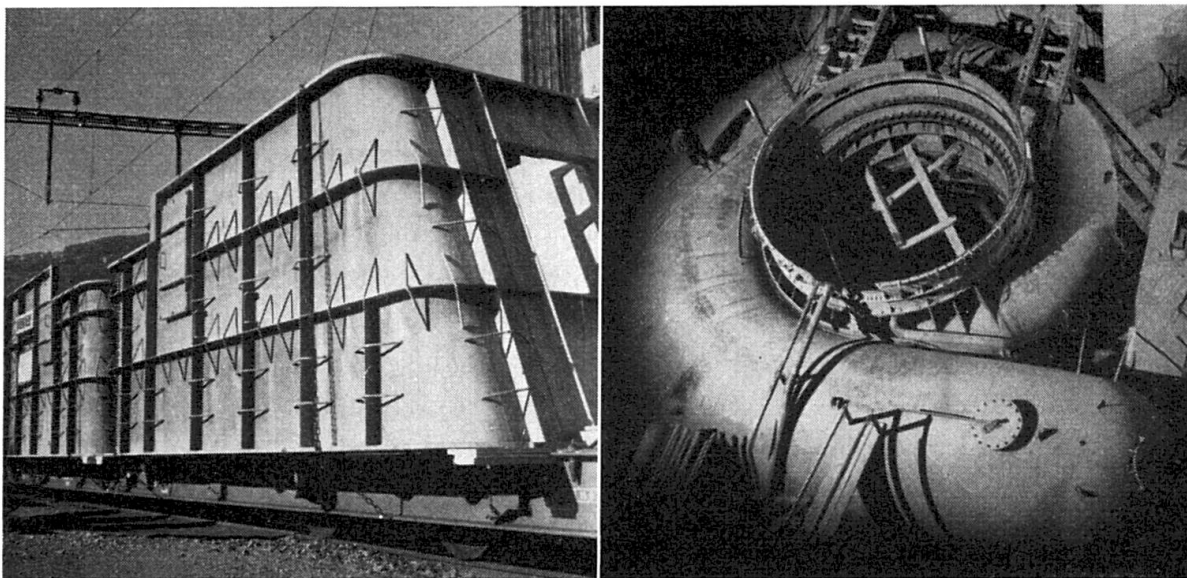


Fig. 4. Bâche de turbine Pelton de grande puissance pendant son transport et bâche de turbine Francis de très grande puissance lors de l'essai en surpression sur place.



Fig. 5. De gauche à droite et de haut en bas: châssis d'un wagon-grue de 25 t, wagons-grues de 25 t au travail, wagon-grue de 4 t, grues-console et pont roulant d'atelier.

l'utilisation de machines à souder par points pourraient être appliqués avec intérêt à la fabrication d'éléments en série de charpente métallique, comme les poutrelles et les planchers.

Quant au soudage des rails de chemin de fer ou de ponts roulants, la technique actuelle permet de procéder en toute sécurité, malgré les teneurs élevées en carbone et les fortes sections. On recourt pour cela au préchauffage, avec emploi d'électrodes de gros diamètres, en passes de forte épaisseur, sans interruption du travail et sans enlèvement du laitier²²). On sait en effet aujourd'hui qu'il faut accumuler une grande quantité de chaleur dans les pièces en acier dur, pour empêcher un refroidissement trop rapide, c'est-à-dire la trempe. Cette technique vaut également pour l'acier moulé, dont la teneur en carbone est en général assez forte.

Considérations finales

Nous avons parlé jusqu'ici des principaux problèmes que posent actuellement en Suisse la grosse chaudronnerie et d'autres secteurs voisins de la technique, en fait de constructions soudées. Bien entendu, les solutions trouvées ont été appliquées en charpente métallique, suivant les possibilités et les nécessités, mais il y a lieu de faire encore bien davantage à l'avenir.

En matière de qualité des aciers, d'exécution correcte des soudures et de contrôle, il faut agir tout d'abord sur le plan des prescriptions, étant entendu que ces prescriptions devraient peu à peu déborder le cadre des divers pays pour devenir européennes et que l'on doit tenir compte dans une juste mesure des deux facteurs sécurité et économie. C'est pourquoi les normes de la Société suisse des ingénieurs et des architectes concernant le calcul, l'exécution et l'entretien des constructions métalliques sont à l'heure actuelle revues entièrement par une commission de revision permanente. Tout en tenant compte des besoins et des particularités suisses²³), la commission s'efforcera de s'en

²²) On recommandait autrefois le contraire, soit la soudure par passes minces et avec électrodes de faible diamètre. Cf. les publications citées aux notes 7, 9 et 10. Dans certains cas, le préchauffage peut être remplacé par un « beurrage » au moyen d'électrodes ultra-douces.

²³) Quand elles existent, les prescriptions suisses, qui possèdent rarement un caractère vraiment officiel, sont plus générales que celles d'autres pays. En effet, leurs auteurs ont toujours eu le souci constant de ne pas freiner le progrès technique et de laisser le plus possible de liberté et d'initiative aux constructeurs conscients de leurs responsabilités, ainsi qu'aux autorités ou organismes éventuels de contrôle. Cette attitude est une nécessité pour la Suisse, pays pauvre en soi et sans grandes ressources naturelles, qui doit importer la plus grande partie des matières premières nécessaires à son industrie et ne peut vivre que par le travail acharné de ses habitants. L'industrie suisse doit donc s'efforcer d'être partout à l'avant du progrès technique pour livrer des produits de qualité, très appréciés par un monde pour qui seule la productivité, rarement synonyme de qualité, compte actuellement. Voir à ce propos la page 25 du rapport n° 100 du Labora-

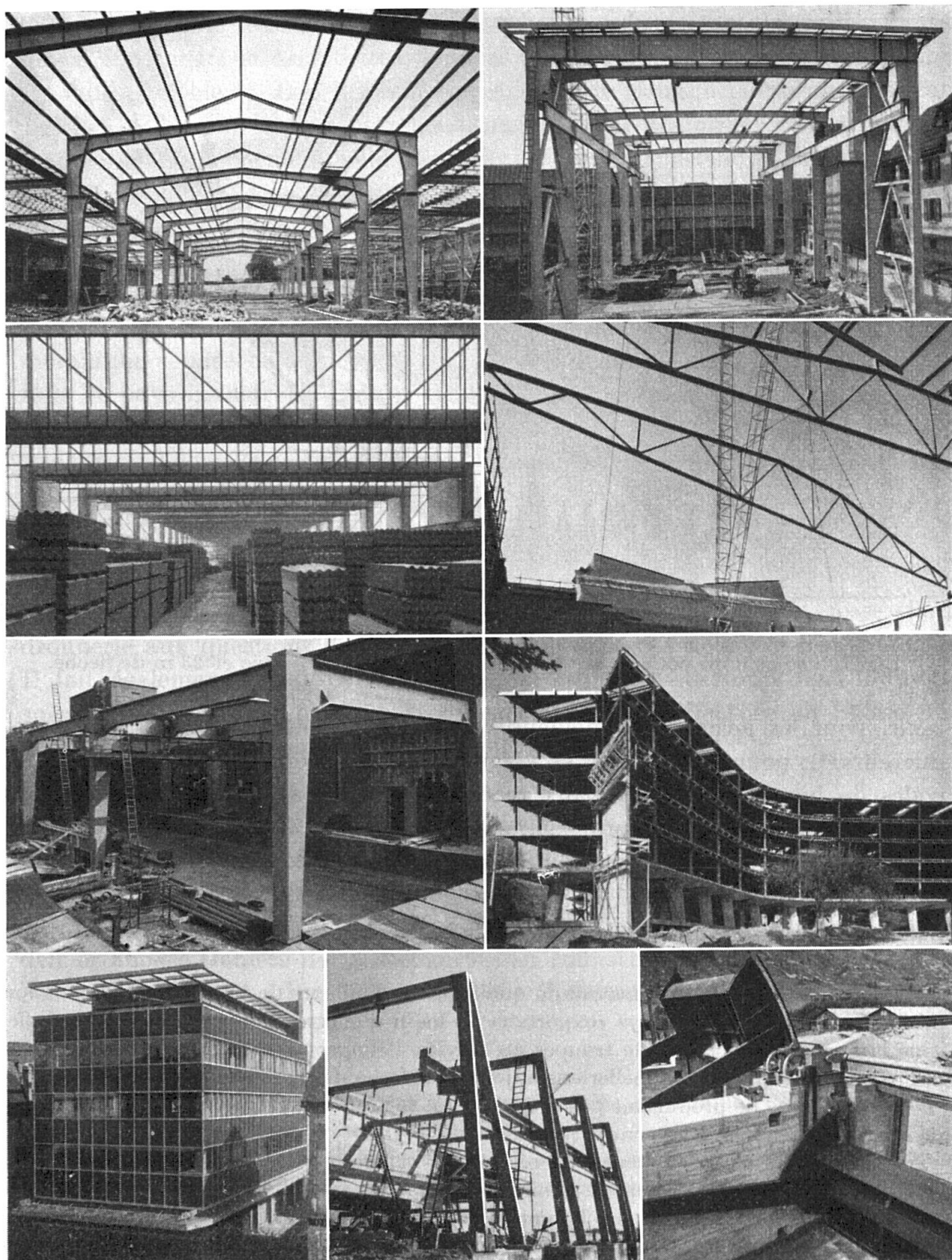


Fig. 6. Quelques exemples de charpentes métalliques modernes pour des bâtiments industriels (ateliers ou halles de fabrication), des bâtiments administratifs et des magasins. A droite en bas, barrage en rivière avec vannes-secteurs, dont l'une à clapet.

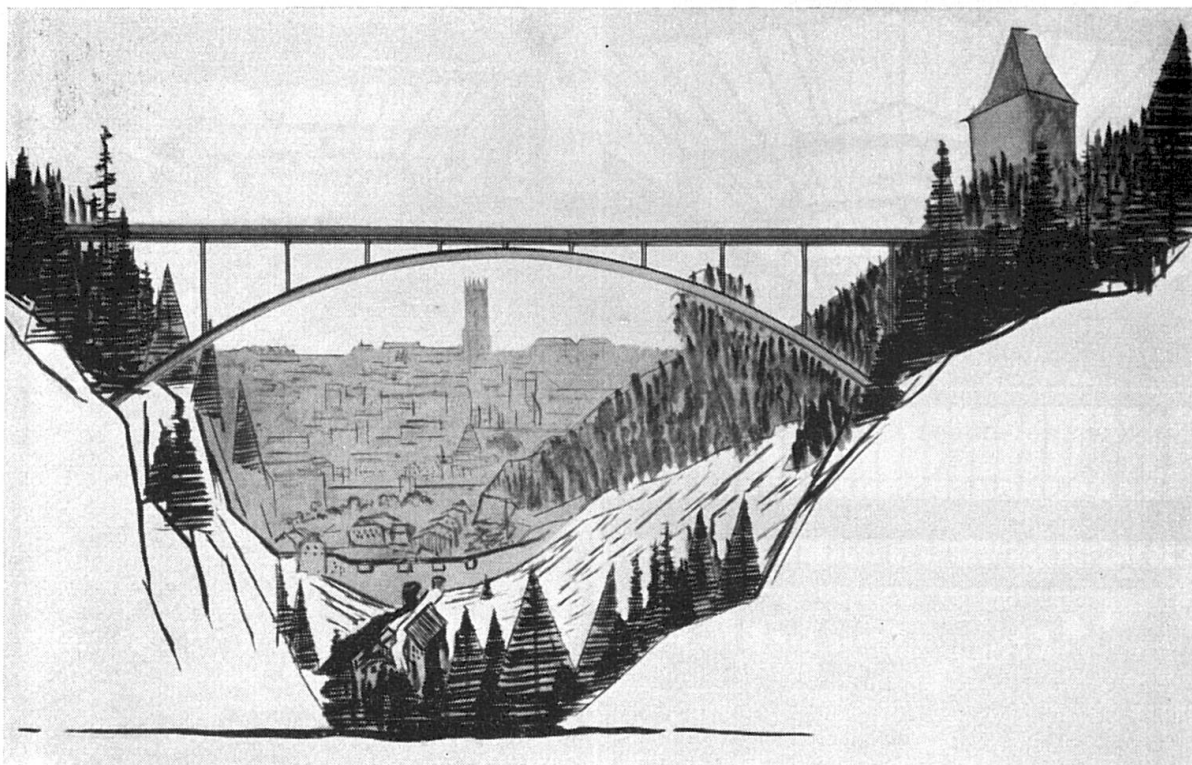


Fig. 7. Projet d'un pont en arc métallique de 119 m de portée et 23 m de flèche.

tenir, pour les aciers, aux meilleures prescriptions étrangères des pays producteurs²⁴); pour les soudures et le contrôle, elle espère pouvoir se rallier aux codes de bonne pratique et aux recommandations des grandes associations internationales, en les adaptant si nécessaire²⁵).

En matière de conception générale et de détails constructifs, de gros pro-

toire fédéral d'essai des matériaux, intitulé «Schweißverbindungen im Kessel- und Behälterbau», Zürich 1936.

En Suisse, la notion du travail de qualité date d'ailleurs de bien avant l'apparition de l'industrie, puisque le pays «exportait» sa main d'œuvre depuis le quinzième siècle, sous la forme très spéciale de troupes au service étranger, dont les princes et les états appréciaient ce que nous appellerions aujourd'hui la haute qualification.

²⁴) La Suisse ne produisant pas d'acier, il est logique qu'elle adopte les prescriptions de ses fournisseurs, si elles sont satisfaisantes.

En ce qui concerne les essais de réception, on peut se demander si l'on ne devrait pas un jour en arriver, au moins pour les charpentes métalliques normales, à pouvoir faire confiance aux contrôles des laminiers eux-mêmes. Cela exigerait naturellement une demande d'agrégation des laminiers intéressés, avec des super-contrôles inopinés par un laboratoire indépendant. En outre une institution centrale, habilitée à recevoir d'éventuelles doléances des utilisateurs, serait à mettre sur pied.

²⁵) Il ne saurait être question de prescriptions détaillées du genre «livre de recettes de cuisine», qui présentent d'ailleurs pour l'industriel l'avantage incontestable de le débarrasser des problèmes techniques, en lui permettant ainsi de concentrer tous ses efforts sur les problèmes de rationalisation de sa fabrication. Vis-à-vis de sa clientèle, elles lui permettent en outre d'opposer une fin de non-recevoir à certaines exigences.

grès ont déjà été réalisés. Pour cela une bonne information des milieux intéressés, ingénieurs et architectes, maîtres de l'œuvre, constructeurs et public, est indispensable²⁶⁾. Les différentes images²⁷⁾ de la fig. 6 montrent d'ailleurs jusqu'à quel point la charpente classique²⁸⁾ s'est transformée et comment un important rapprochement a été effectué avec les branches industrielles voisines. En ce qui concerne le pont-route de la fig. 7²⁹⁾, précisons qu'il vient d'être exécuté en un autre matériau, moins élégant et sensiblement plus coûteux que l'acier, pour des raisons complètement étrangères à la technique.

Nous sommes en finale persuadés qu'une interpénétration technique toujours plus poussée est l'un des facteurs importants qui permettra à la charpente métallique soudée de se développer considérablement, en Suisse comme dans tous les pays industriels. L'acier reste en effet le matériau moderne idéal de résistance élevée, qui se prête admirablement à la préfabrication dans des ateliers bien équipés et travaillant dès lors à bon marché¹⁾, malgré des salaires élevés.

Résumé

L'auteur montre tout spécialement l'importance attachée en grosse chaudronnerie aux questions de qualité et de contrôle des aciers et des soudures. Il fait également une brève incursion dans d'autres secteurs de l'industrie suisse. Quelques exemples montrent comment s'est effectuée en Suisse une certaine interpénétration technique, encore à développer.

Zusammenfassung

Der Verfasser zeigt insbesondere die Wichtigkeit der Qualität und der Kontrolle des Stahles und der Schweißung im Großkesselbau. Sehr kurz behandelt er andere Gebiete der schweizerischen Industrie. Einige Beispiele zeigen, wie in der Schweiz schon eine technische Zusammenarbeit besteht, die noch stark zu entwickeln ist.

²⁶⁾ Cf. entre autres les «Bulletins de la construction métallique» (Stahlbauberichte) de la Chambre suisse de la Construction métallique.

²⁷⁾ Pour plus de détails, on se reportera à l'article «Quelques charpentes métalliques soudées exécutées en Suisse au cours des cinq dernières années» du «Bulletin technique Vevey» 1957.

²⁸⁾ En Suisse, on ne peut plus guère parler de charpente rivée en acier, depuis la dernière guerre où l'emploi de la soudure a permis de parer dans une large mesure à la pénurie de matières premières. Dès lors, il est parfois difficile de trouver des ouvriers connaissant bien la rivure, quand il s'agit de procéder au remplacement des rivets d'un ancien pont métallique; les vieux ouvriers riveurs ont en effet disparu, tandis que les jeunes ne sont plus formés à ce métier.

²⁹⁾ Cf. l'article «Projet d'un pont à arc métallique...» du «Bulletin technique Vevey» 1956.

Summary

The author calls special attention to the importance of the quality and inspection of the steel and the welding employed in the construction of boilers and allied equipment. He also briefly considers other sections of the Swiss engineering industry. Some examples are given which show how a certain amount of technical interpenetration has occurred in Switzerland, which has yet to be further developed.

II a 6

Control of Quality in the Fabrication of Welded Steel Bridges

Contrôles de qualité dans la construction des ponts métalliques soudés

Qualitätskontrolle bei der Herstellung von geschweißten Stahlbrücken

J. D. THOMPSON

The Cleveland Bridge and Engineering Co. Ltd., P.O. Box No. 27, Smithfield Road,
Darlington, Co. Durham

I. Preamble

Quality in the fabrication of a welded bridge is, for the purposes of this paper, defined as the degree of excellence in the methods and skills employed in fabrication, as will enable the designer to make correspondingly good use of all materials which he may include in such a structure.

It is the intention of this paper to show by what methods the fabricator may best achieve this object, to examine his responsibilities, his duties, and to indicate how best designer, fabricator and inspector may combine to achieve a product which is at once aesthetically pleasing, structurally sound, and of economic design.

II. Control of Raw Materials and Labour

The ultimate quality of any structure is based primarily on the uniformity of the properties of the raw materials of which it is made, and of the skills of the labour employed in its construction. The need therefore, of close control of both these factors must be of paramount importance in high quality fabrication.

The first problem to be faced is that of ensuring that the steel to be used in the structure is sound physically and chemically. Steel received from the Mills will normally receive only a nominal surface inspection, and is subject only to those physical tests specified in the appropriate British Standard. Whilst this may be satisfactory for rivetted structures, it is considered that

some additional control ought to be exercised by the Mills inspection division for steels which are to be welded. Instances may be quoted where steels to B.S. 15 were found to be almost unweldable in certain conditions, as the sulphur and phosphorus content was on the maximum permissible, and there was almost total absence of silicon, while the manganese/carbon ratio was extremely low. This steel conformed nevertheless to B.S. 15 as the physical tests were satisfactory. There is little the fabricator can do about chemical unsuitability at present, until he encounters it in the process of fabrication, when special methods have to be devised to suit it.

It is recommended that all steel from the Mills be surface inspected in the works as it is unloaded or sorted. Considerable delay and corresponding costs can be avoided by thorough surface inspection on arrival, rather than by discovering faults subsequently when a proportion of work has been completed. In addition, in the author's works, it is the practice to examine ultrasonically steel rolled to B.S. 968, which is of a deep-piping nature in the ingot, paying particular attention to the end 2' 0" of each plate where laminations, if present, usually occur.

On the subject of electrode control, little need be said. The manufacturers exercise such close control and testing of their products that the fabricator's task is normally confined to choosing an electrode suitable for the particular purpose, and ensuring that it is adequately stored and correctly handled in use.

With regard to control over operators, there is considerable divergence of opinion as to what is expected of a welder. In the author's works a manual welder to be employed on quality fabrication is expected to have skill enough to lay welds of sound standard in any position, and to be of sufficient integrity to adhere strictly to whatever instructions are issued by the Welding Engineer to the Shop Foreman for any particular section of the work. Each individual welder is tested and graded on engagement, and periodically thereafter, to ensure that his standard is adequate for the demands of the task to be performed. Current certificates are maintained of his fitness to work on high quality fabrication.

For automatic and semi-automatic welding, machines are checked weekly by maintenance men, both electrically and mechanically, and in addition, frequent spot checks are made in the shop. Operators of these machines are regularly checked and controlled as described above for manual welding.

III. Factors Affecting Accuracy of the Product

The accuracy of the finished product may be said to be dependent on the following factors:

1. Design. The design must not only be such that it is pleasing to the eye,

but must be capable of being fabricated with a minimum of distortion and subsequent use of corrective measures. It should lend itself to ease of manufacture, as welds difficult to lay are most liable to faults of one sort or another. In the light of modern design practice, mere saving in weight must not be the only, or even the main, consideration. Cases can readily be quoted in which the saving in cost due to decreased weight is more than counter-balanced by increased cost per unit.

2. Planning. The accuracy of any structure is entirely dependent on the methods used to make it. Before any work is undertaken, it is essential that a thorough examination should precede the issue of welding instructions, which must take into account avoidance of distortion, counteracting shrinkage, and ease of workmanship generally, as quality of weld is directly proportionate to the difficulties encountered by the operator who must lay the weld. The question of pre-heating, based on C.T.S. tests, and the specification of jigs and fixtures should also be settled at this planning stage.

3. Site connections. The type of site connection has a large influence on the accuracy of the complete work. It is generally agreed that the use of bolted connections at site, employing either turned bolts or grip bolts, ensures a better accuracy than that usually found with site welded designs.

4. Shop Erection. The amount of shop erection performed is largely a matter of shop practice, and will vary from one works to another. This question is largely a corollary of item (3) above. In the author's works all work having turned bolt site connections would be fully assembled and all site holes reamed in position. In grip bolted work, connections in which are normally bush drilled or jigged, at least a substantial portion would be tried out to prove accuracy, and similarly with site welded connections, though the latter are more difficult to prove due to absence of suitable means of holding the members in their respective positions.

IV. Fabrication Methods to Ensure Accuracy

1. The first essential for accurate fabrication is necessarily accurate preparation of material to ensure close tolerance fits of the various components. Planing is a pre-requisite for all web plates, stiffeners etc. to give a close and square bearing. Attempts are sometimes made to use universal flats for webs or stiffeners without subsequent planing — these are almost without exception failures either because of distortion due to the round edges of the flats, or because of defective welding due to the same cause. Edges must be planed true in their length, and all flange plates or other sections must be straight and flat and of correct length before assembly. This may seem to be a recital of elementary precautions, but it is surprising how often bad quality work can be the direct result of slovenly preparation.

2. Having achieved accurately prepared material, it is necessary to proceed with the utmost care in the order in which pieces are assembled and welds are laid. Correct welding sequence can, without any form of restraint, eliminate distortion almost entirely in a well-designed girder. It is indeed considered that any form of restraint employed in the fabrication of a girder is a confession of failure on the part of either designer or maker. This operation sequence must be carefully pre-planned before work starts, and equally carefully checked for correctness on the first section to be welded. The intelligent use of jugged subassemblies too can materially assist accurate assembly.

3. In the majority of cases it is essential for one reason or another that flange plates shall be flat after fabrication and steps must be taken to counteract the normal set which occurs during the web to flange welding. This is done in one of two ways, either by pre-setting the plates upwards in a press if of heavy section (say over 5/8th-inch in thickness) or by rolling in the pre-set on thinner plates (see sketch). Control can also be exercised by the use of "strongbacks"

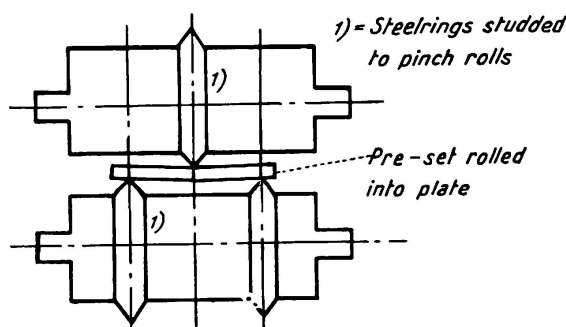


Fig. 1. Rolling Pre-Set in Flanges.

and wedges to induce a counterset, though this is of necessity quite a laborious process, and can, if an insufficient number of strongbacks is used, lead to kinking and buckling of the flange in between points of application. Where flange plates are butt welded in their length, suitable methods of welding must be employed, and the welding properly balanced to avoid either side camber or kinking in a vertical plane at the butt. If the butt is designed for welding by "U" preparation from one side only (e.g. the top) the flanges should be clamped with an upward kink to account for subsequent welding shrinkage. The same remarks apply where butt welds occur in web plates — preparation must be good enough to maintain straightness and tacks strong enough to hold all parts in alignment, and in all cases laid with a large gauge rod and a minimum of 2" in length to avoid cracking.

The amount of pre-set to be put into flange plates is a matter to be decided in the light of experience. As far as the author is aware, there has been no attempt to devise a formula to determine the degree of pre-set. However it has been found possible to devise and issue a table of pre-sets, taking into

account the width of flanges, the thickness, and the size of the connecting weld. This table is based on data obtained from actual experiments in the shop. It is known that steel above 500°C ceases to have any elastic properties and it is assumed that any expansion above this temperature distorts the metal in its inelastic state. This metal on cooling causes distortion in the flange when welding is complete. Taking the case of a 1" thick flange, 12" in width, being welded to a $\frac{1}{2}$ " thick web by means of two $\frac{5}{16}$ " fillets (see sketch) the following condition is assumed to occur.

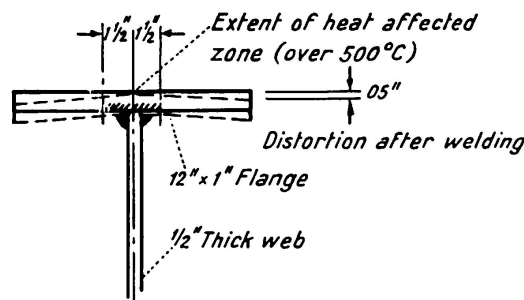


Fig. 2. Extent of Flange Distortion.

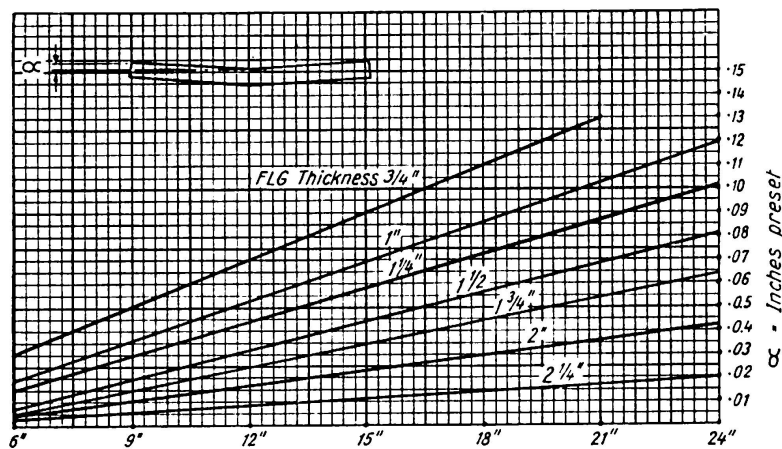


Fig. 3. Flange Width in Inches.

The amount of flange width affected by the welding operation, and heated by it to over 500°C is found to be about $1\frac{1}{2}$ " on either side of the centre line. This length is assumed to be semi-plastic during welding and will contract on cooling from say 500°C to 20°C = a range of 480°C . Taking the coefficient of contraction of steel at 0.0000067 the underside of the flange plate will contract by 0.009" on each side of the web. This contraction in turn causes the outer edge of the flange to distort in a downward direction to the extent of 0.05". Similar observations and calculations on a series of plates enabled the following graph to be drawn up.

It will be noted that the graph has been standardised on $\frac{5}{16}$ th" fillet welds. There is of course variation if larger or smaller fillets are used, but surprisingly little increase takes place until the fillets reach unusual proportions (say $\frac{3}{4}$ " leg length). The graph is therefore used as a standard irrespective of fillet size unless the fillets are unusually large when special allowance is made.

4. A further important feature in quality fabrication, particularly in bridge work, is control of camber. Normal procedure is to plane the required camber into web plates on the assumption that the complete girder will follow the pre-planned shape. This condition will occur when both flanges of the girder are of equal section, or very nearly so. When flanges are unequal, or when use is made of stiffeners which extend half-way or less up the web, then the pre-planned camber will be upset. This can be overcome by planing in extra camber in the web, where the top flange is thinner than the bottom, or by planing in less camber when extra stiffeners are employed on the bottom half of the girder. In either case the same result could be obtained by restraint, but this may lead to undesirable stresses in the welds both while welding and after cooling off. No proper calculations have yet been made with regard to allowances to be made in pre-planing, but experience has shown that loss of camber due to the use of a thinner top flange is approximately the difference in thickness between the two flanges for girders normally proportioned at about 12:1 length to depth ratio, i. e. when using a $\frac{3}{4}$ " thick bottom flange, and a $\frac{3}{8}$ " thick top flange, the camber loss after welding would be about $\frac{3}{8}$ " per 50 ft. This rule would apply up to flange thicknesses of 1", above this thickness the rapid cooling effect of the thicker metal, and its greater rigidity appears to reduce loss of camber to minor proportions. Where additional stiffeners are employed on the bottom half of the girder, the extra camber induced may be calculated in a manner similar to that described for the avoidance of side camber in para. 6.

5. Stringent control of butt welds is vital if full advantage is to be taken of the savings in weight offered by welding. This means that the physical properties of the welded butt must be equal to that of the parent metal. To ensure this, the exact sequence of welding must be specified, together with electrode type, size, number of runs etc., and the actual work controlled by skilled supervision making periodical checks on amperage used. Scrupulous cleaning of each successive run must be enforced, and adequate back chipping to ensure complete fusion. It is recommended that all butts over 1" in thickness should be pre-heated to at least 100°C before welding starts, and maintained while welding to make sure of a ductile deposit which is crack-free and non-porous. Controlled cooling, particularly where thicker plates are concerned, is an additional precaution.

Where butt welds are specified to be made with a gap at the root face, this gap should be ignored when calculating the prepared length of each half

of the flange: it has been found in practice that the shrinkage at butts is the same or very little less than the specified gap.

Balanced welding sequence will generally control longitudinal straightness, and provided that welding is balanced on both faces of the butt there should be no "kinking". Suitable gear can easily be made for quick turning of butt-welded plates (see sketch).

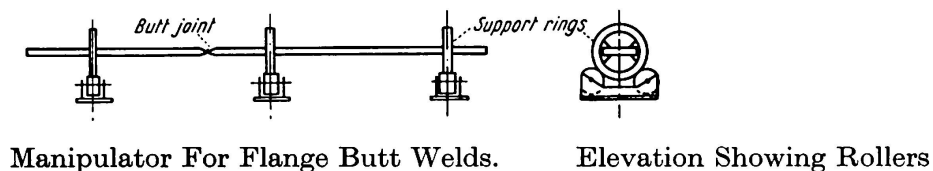


Fig. 4.

Where butt welds are specified to be welded from one side only, it is sometimes necessary to pre-set the plates in an upward direction (see sketch).

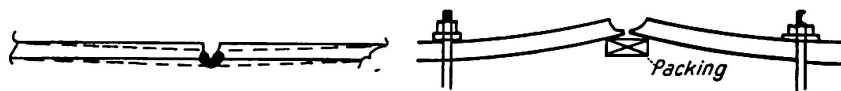


Fig. 5.

Plates can be glanded down at a distance of 18" or so from the centre line of the weld, and an approximate rule for pre-set so induced would be the thickness of the plates being welded e.g. $\frac{3}{4}$ " in 18" for a $\frac{3}{4}$ " thick butt, an average of nine runs of weld being used to complete the joint. It should be noted however that pre-heating has a considerable affect on the amount of pre-set required, particularly where heats over 180°C are used, this amount of pre-heat reducing very markedly the pre-set figure.

On completion of welding all butts should be checked visually, and also by the use of dye penetrants to discover surface faults. (Incidentally this form of check is extremely useful during fabrication to determine exactly whether sufficient back chipping has been done at the root of a butt. Any trace of unfused plate shows up as a clear line.) Further examination of all important butts should then be made radiographically either by x-ray or gamma-ray equipment, — preferably the former on account of speed. There should be no tolerance of faults such as slag inclusions, lack of fusion, or piping on any important joint and only minor patches of porosity should be accepted. Physical checks should also be taken on all highly stressed butts; these consist of coupon plates cut from the parent metal identical to that being welded,

which are clamped on either side of the butt in question, and welded simultaneously with the butt (see sketch).

Tensile and bend tests, the latter being of major importance, are taken after severance from the completed joint.

The practice of removing "re-inforcement" from butt welds is becoming increasingly widespread, and there is no doubt that this results not only in a better finish, but gives a stronger joint. Grinding should be done so that little marking of the surface ensues, and any remaining surface scratches must run in a longitudinal direction i. e. at right angles to the butt.

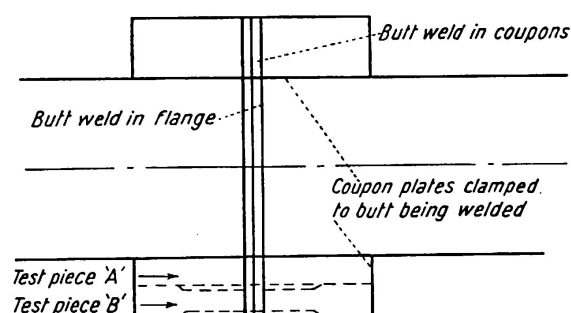


Fig. 6. Coupons Cut to Give Test Piece "A" For Bending Test Piece "B" For Tensile.

6. Control of lateral straightness in a well designed girder can generally be accomplished by correct welding sequence, and methods of restraint should be avoided where possible. Other things being equal, balance of heat input will result in a straight and true product. It is of course, under certain conditions of design, impossible to balance heat input. A case in point would be a plate girder with stiffeners on one side only. If no precautions are taken, considerable side camber can result from this form of construction. One method

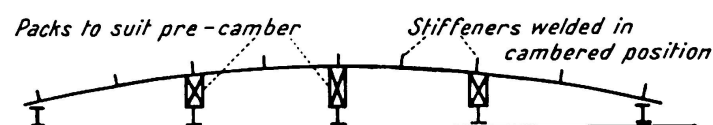


Fig. 7. Cambering Web to Counteract Stiffener Distortion.

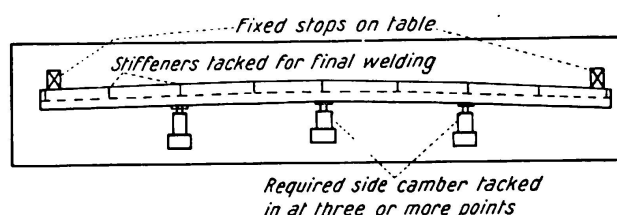


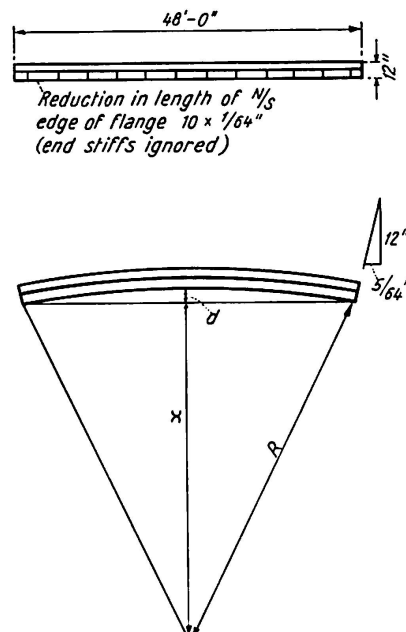
Fig. 8. Side Camber Induced to Counteract Distortion.

of avoiding this side camber is to weld the stiffeners to the web while the latter plate is supported on packings in a cambered position (see sketch).

This method of assembly precludes the use of conventional automatic machines for web/flange welding due to the short runs involved. Semi-automatic machines of the Lincoln ML 3 type can of course be effective here. If web/flange welding is done first by automatic methods, then it will be necessary to side camber the girder in a rig before welding the stiffeners (see sketch).

The amount of side camber to be so induced is largely a matter of practical experience and trial and error. So many factors effect the issue that even an empirical rule is difficult to formulate, but a simple calculation is given for a girder 48' 0" in length having a 12" wide flange plate and stiffeners on one side only at 4' 0" pitch.

Each stiffener will shrink one side of the flange and the web by $\frac{1}{64}"$ = a total of $\frac{5}{32}"$ on the affected flange. This gives a slope on the end of the girder of $\frac{5}{64}"$ in 12". From this slope the radius r and dimension x can be calculated, which gives a distortion d at the centre of the girder of 0.936", which is found in practice to be approximately correct. Again, slight adjustments may have to be made for very thick flanges, e. g. $1\frac{1}{2}"$ and over in thickness.



$$x = \frac{24 \times 12 \times 64}{5} = 3686.4 \text{ ft.}$$

$$R = \sqrt{24^2 + 3686.4^2}$$

$$= \sqrt{13,590 + 120.96} = 3686.478$$

$$\therefore d = 0.078 \text{ ft.} = 0.936"$$

Fig. 9.

7. Reduction in length of girders due to shrinkage after welding is yet another important factor in the production of high quality welded work. It has been observed in practice that longitudinal welds affect girder lengths comparatively little, and can usually be ignored except when dealing with weldments of extreme length, for example over 60' 0" long. The welds which cause most shrinkage are those which run transversely at right angles to the

longitudinal axis of the girder, such as connections to stiffeners or cleats. A table has been drawn up for use in the author's works showing the amounts by which such welds tend to shorten weldments, and the allowances thus made necessary when preparing material. The table is based on observations made when welding stiffeners to webs of normal thickness, e. g. $\frac{1}{2}$ " or $\frac{5}{8}$ " thick, and flanges up to $1\frac{1}{4}$ " thick. Referring to sketch below, it will be seen that there is a heat-affected zone about $2\frac{1}{2}$ " in length which is raised above 500°C when welding with a standard $\frac{5}{16}$ " fillet weld.

The welding of stiffener *A* is assumed, on the heat-affected zone mentioned, to cause a contraction of 0.014" to 0.016" in the web and flange. The subsequent welding of stiffener *B* would cause contraction to a similar degree, or a total contraction of between 0.028" to 0.032" for the double operation, or say $\frac{1}{32}$ " per pair of stiffeners. The fillet welds used as standard are $\frac{5}{16}$ ", but the author has not found that differences of $\frac{1}{16}$ " up or down on the fillet leg

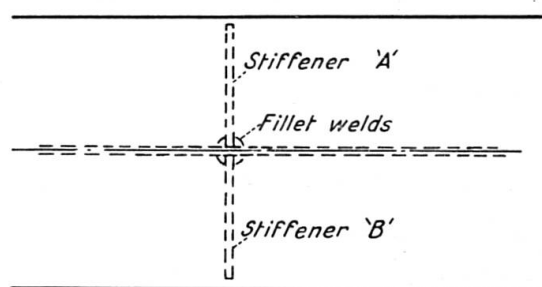


Fig. 10.

length has any noticeable affect on the result. The use of a full strength butt weld, with a prepared edge to the stiffener, as specified on certain bridges would certainly affect the shrinkage, and special experiments are necessary in these and similar instances.

8. All the allowances mentioned have been calculated or observed for manual welding, usually with rutile coated electrodes, sometimes with low-hydrogen types. Considerable differences result from the use of automatic or semi-automatic welding. This is considered to be due to the fact that a similar amount of metal is deposited with a smaller heat-affected zone when welding automatically. For instance, using a $\frac{5}{64}$ " wire, a semi-automatic machine would lay 12" of $\frac{1}{4}$ " fillet weld in 36 seconds using current at 340 amps and 28 arc volts. This gives a rate of energy input of 28.5 kilojoules per inch. A manual weld of the same size using a $\frac{1}{4}$ " dia. rutile electrode would be laid at the rate of 12" in 93 seconds using 310 amps and 23 arc volts, giving a rate of energy input of 55 kilojoules per inch: in other words the energy input, and consequently the area of heat-affected zone will only be about half that of manually laid welds. Therefore all figures for shrinkage and distortion may be reduced by that amount when automatic methods are employed.

9. The marking off and milling ends of butting members on truss or arch spans is an essential factor in the maintenance of correct geometrical dimension. Chord and web members should be set up level on a surface table, on which is marked all the special centre and intersection lines required. These lines are then transferred to the section being marked either by a special level square (see diagram) or by the plumb straight edge (see diagram). The use of these methods of line transfer render it unnecessary to have the surface table absolutely flat, and it can be made up of structural sections and plate as shown in the photograph.

Milling of ends of members to the marked lines must be extremely carefully done, and as a further check on marking, scribed lines square to the machine face, or laid off at the necessary bevel, are used on a surface table at the machine similar to that used for marking. Check setting is done in a similar manner. Subsequent trial erection usually proves the accuracy of the methods specified, which will be in the order of $\frac{1}{16}$ " out of line in 50'-0", and within 0.006 in 2'-0" out of square at the butt.

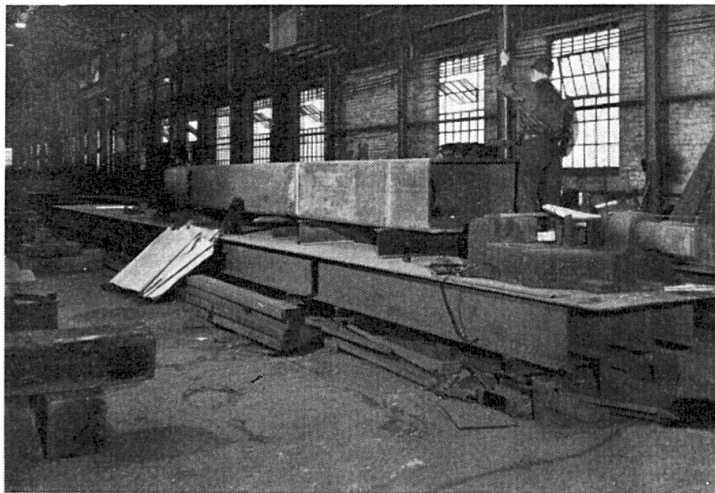
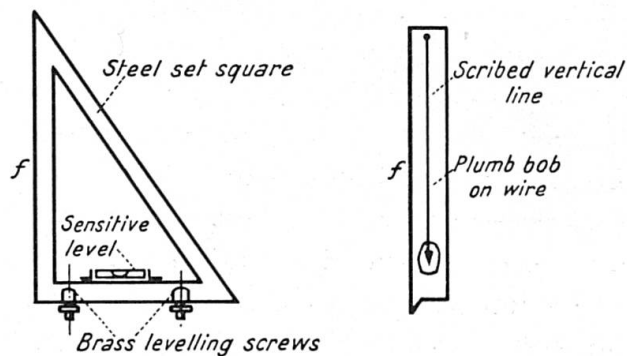


Fig. 11. Girder Being Levelled on Surface Table Prior to Marking.



Line Transfer Square.

Line Transfer Straight Edge.

Fig. 12.

10. Corrective treatment of girders which have distorted due to welding will in most cases consist of post-heating. It should be emphasised that post-heating treatment should only be employed as a last resort, when normally correct welding sequences have failed to give the desired result. The application of heat to correct twist or wind is an art for which no hard and fast rules can be given. The principle of post-heating is that if a girder is restrained in direction, and heat be applied locally, expansion and flow of metal must take place in the thickness of the section, and having expanded, on release of the restraint the girder will tend to become straight on cooling.

V. Costs of High Quality Work

Cost control of high quality welded structures can best be obtained by the use of modern methods of fabrication and by means of incentive payments which aim at preserving quality whilst maintaining output.

Modern fabrication methods may be summarised briefly as follows:

- a) Correct and meticulous planning.
- b) Scrupulous control of raw materials.
- c) Employment of modern welding techniques.
- d) Extensive use of jigs for assembly and sub-assembly.
- e) Free use of manipulators, even for very large weldments (see photo).
- f) Jig drilling of connections before or after welding.

The above factors should not only assist in achieving quality, but will keep its cost within reasonable bounds. It is in the long run, just as cheap to produce good welded work as bad.

The incentives offered to operators must be such as do not lead them to

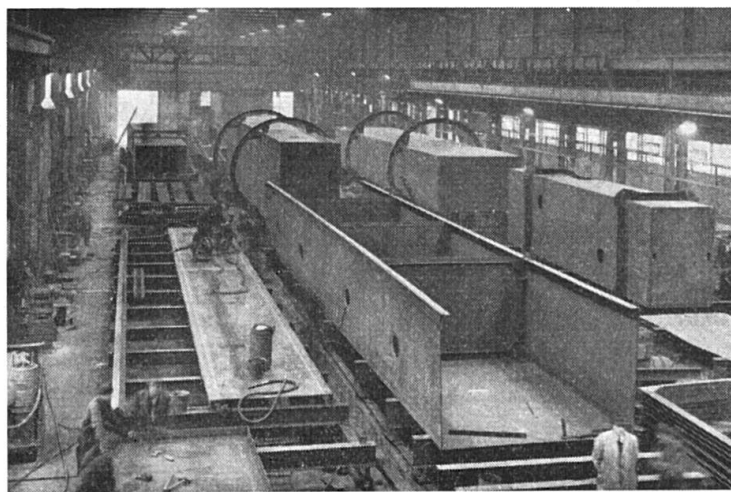


Fig. 13. Purpose Made Manipulators in Use for Welding Pontoons.

strive after quantity at the expense of quality. Quality must always be the deciding factor and quantity a secondary inducement. Scrapping of expensive work, or cutting out defective welds is a costly remedy for scamped or hurried processes. The numbers of incentive schemes are legion, but without exception, the best are based on the efficient production of high quality work.

VI. Reduction of Incidence of Notches

An important function of the fabrication of high quality work is the elimination as far as possible of notches, and the minimisation of residual stress in completed members. In these matters the fabricator is often in the hands of the designer and must in the end produce what is on the drawing. In England there is to-day a growing desire on the part of designers to work extremely closely with fabricators, with the aim of utilising to the full the undoubted savings which high quality welded work can give. If a design is produced which is difficult to fabricate, obviously its quality must suffer, and in such cases it is not possible for either party to have full confidence in the result. It will, in addition, be most expensive to produce.

Notch brittleness of steels is still not fully understood, but sufficient is known to indicate the necessity of avoidance of sharp breaks in section, sudden changes in direction of stress, and faults in welding which will sooner or later lead to the initiation of fractures. It is to this end that the fabricator must ensure that his work does not fail, and that supervision techniques and inspection are such that as far as he is able, his work is as near perfection as he can achieve. The increasing use of modern notch ductile steels to the new British Standard 2762 specifications (ND 1 etc.) is a further incentive to fabricators to bring their welding methods into line with improved materials.

VII. Inspection

Inspection plays a major part in the production of high quality work, and most works now realise that the day of the old fashioned inspector is rapidly passing. The modern inspector must of necessity be a highly trained man, capable of realising what faults are minor, and what might cause the collapse of a complete structure. He is required now to work to exacting specifications, mostly based on the efficient British Standard 1856 which the Consulting Engineer draws up. It is important that inspection starts early in the progress of a contract, namely with the raw materials, and from then onwards at each stage the inspector must be satisfied that the best practice is being followed.

It is an erroneous idea that a shop inspector is only concerned with the finished product. Far more can be observed and known if each stage of fabri-

cation is seen and checked, and the inspector's ability should be such that he can criticise in a constructive manner, and if necessary, offer advice on procedures to be followed.

The methods which modern inspection must employ range from surface and ultrasonic examination of raw material; tests of electrodes, welders and automatic machines; checking of prepared material, spot checks of currents and speeds, radiographic and dye penetrant inspection, to the final examination of the completed structure for dimension and appearance. All that is best in modern practice is the result of close collaboration between designer, inspector and fabricator — for they are all in the end aiming at achieving the same result.

VIII. Protective Treatments for High Quality Work

Any paper on high quality production would be incomplete without a passing reference to protective treatment. Everyone is only too well aware of the inadequacies of the obsolete idea of wire brushing steelwork followed by the application of a couple of coats of red lead or even red oxide, on top of adherent mill scale. Experiments have clearly demonstrated the superiority of modern techniques, the most important of which is shot blasting followed by painting, or shot blasting, metal spraying and painting. So rapidly have these ideas taken hold that at the time of writing this paper, 100% of the output in the Author's works is shot blasted, and 60% sprayed with zinc, before final painting. This has necessitated the laying down of a new fully automatic centrifugal wheel blasting plant capable of handling girders up to 6' 6" in depth and 21" in width, which will produce a surface suitable for metal spraying at the rate of three lineal feet per minute, and will clean ready for painting at the speed of eight lineal feet per minute.

The introduction of new types of paint with a calcium plumbate base has given startling results, and while it is still too early to pronounce final judgment, it is felt that there must be tremendous possibilities for this medium. There has of late been some controversy over the efficiency of metal spraying zinc or aluminium coatings, and experiments in conditions of dense smoke pollution by the British Transport Commission have induced them, at any rate for the present, to abandon metal spraying; but it may well be that the future will see all important structures protected by metal sprayed coatings, themselves covered by calcium plumbate based paints, which may well astonish by the length of protection afforded to the structure so treated.

Summary

The aim of controlling quality in welded steel bridges is to produce as economically as possible structures of sound material to correct geometric outline, eliminating as far as possible defects, due to notches and residual stress, and presenting a finished product which is of a clean and attractive appearance.

This paper considers the steps to be taken to ensure that materials used are sound, that fabrication is such that errors in dimension are minimised, and that the completed bridge is as far as possible free from injurious defects which might lead to failure or partial failure in service.

Indications are given of the standards likely to be achieved, of the inspection problems involved, and included is a brief examination of various types of finish to ensure easy maintenance of the completed structure in good condition over a long period of service.

Résumé

L'objet des contrôles de qualité sur les ponts métalliques soudés est de permettre la réalisation aussi économique que possible d'ouvrages à la forme et aux dimensions précises, constitués par des matériaux parfaits, d'éliminer aussi largement que possible les défauts qui peuvent résulter de l'effet d'entaille et des tensions résiduelles et de produire un ouvrage définitif qui se présente sous une forme correcte et attrayante.

L'auteur expose les dispositions à prendre pour s'assurer de la qualité des matériaux, pour maintenir aussi faibles que possible les écarts de cotes au cours de la fabrication et pour éviter les défauts graves, qui pourraient conduire à un effondrement total ou partiel en service du pont terminé.

Il donne des indications sur les exigences de qualité à imposer et sur les problèmes de contrôle corrélatifs. Il passe enfin brièvement en revue divers modes de protection anti-rouille, assurant la facilité de l'entretien de l'ouvrage terminé et son excellent état pendant une longue durée de service.

Zusammenfassung

Das Ziel der Qualitätskontrolle geschweißter Stahlbrücken besteht darin, bei größtmöglicher Wirtschaftlichkeit Konstruktionen aus einwandfreiem Material mit genauen Abmessungen zu liefern und mögliche Fehler infolge Kerbwirkung und Restspannungen auszumerzen, so daß damit ein Endprodukt mit einer sauberen und ansprechenden Form geschaffen werden kann.

Dieser Bericht beschreibt die zu treffenden Maßnahmen, um einwand-

freies Material zu gewährleisten, um Maßabweichungen bei der Fabrikation möglichst klein zu halten und um gefährliche Mängel, die zu einem totalen oder teilweisen Versagen im Betrieb der fertigen Brücke führen können, zu vermeiden.

Es werden Angaben über die zu erreichenden Qualitätsanforderungen und über die damit zusammenhängenden Prüfprobleme gegeben. Zusätzlich wird noch eine kurze Betrachtung über verschiedene Anstrichsarten aufgestellt, damit ein einfacher Unterhalt des fertigen Bauwerks für eine lange Betriebsdauer in gutem Zustand sichergestellt ist.