

I: Assembling devices and structural details in steel structures

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **3 (1948)**

PDF erstellt am: **10.07.2024**

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

I

Moyens d'assemblage
et détails de la construction en acier

Verbindungsmittel
und konstruktive Einzelheiten im Stahlbau

Assembling devices
and structural details in steel structures

Rapporteur général – Generalberichterstatter – General Reporting Member

PROF. D^r F. STUSSI

Eidg. Technische Hochschule, Zürich

Ia

L'état actuel de la soudure
Der heutige Stand der Schweisstechnik
The present state of welding technic

Applications réussies et échecs — Caractéristiques des matériaux — Constatations relatives au retrait — Questions d'exécution — Règles pratiques de dimensionnement.

Fortschritte und Rückschläge — Materialtechnische Grundlagen — Schrumpfwirkungen — Herstellungsfragen — Bemessungsgrundlagen.

Progress and set-backs — Fundamental technical details regarding material — Shrinkage effects — Questions of manufacture — Proportioning.

Ib

Constitution des nœuds d'assemblage
Die Ausbildung der Knotenpunkte
The design of connections

Nœuds des systèmes à treillis — Nœuds des systèmes à cadres.

Fachwerkknotenpunkte — Knotenpunkte von Rahmenträgern.

Truss connections — Connections for rigid frames.

Ic

Stabilité et résistance des tôles minces
Stabilität und Festigkeit dünner Bleche
Strength and stability of thin walled structures

Méthodes de calculs exacts et approchés — Résultats d'essais — Formules de construction.

Genaue und angenäherte Berechnungsmethoden — Versuchsergebnisse — Gebrauchsformeln.

Exact and approximate methods of calculation — Comparison with tests — Formulae for design.

Id

Flexion et torsion des poutres à âme pleine
Biegung und Verdrehung vollwandiger Träger
Bending and torsion of solid web girders

Bases théoriques — Méthodes de calcul — Applications.

Theoretische Grundlagen — Berechnungsmethoden — Anwendungen.

Theory — Methods of calculation — Applications.

I

Moyens d'assemblage et détails de la construction en acier

Verbindungsmittel und konstruktive Einzelheiten im Stahlbau

Assembling devices and structural details in steel structures

Rapport général - Generalreferat - General Report

PROF. DR F. STUSSI

Eidg. Technische Hochschule, Zürich

Vorbemerkungen

Die Entwicklung der Stahlbauweise ist weitgehend abhängig von der konstruktiven Ausbildung der Einzelheiten und Verbindungen. Nur ausnahmsweise rühren Rückschläge von einer falschen Gesamtkonzeption des Tragwerkes her, meistens waren unrichtig ausgebildete Einzelheiten oder falsch bemessene Einzelteile die Ursache von Brückeneinstürzen. In der Verbesserung und Weiterentwicklung dieser Einzelheiten liegt somit der Schlüssel zur weiteren Entwicklung der ganzen Bauweise und die Güte eines Stahlbauwerkes ist zu einem erheblichen Teil von der Güte der konstruktiven Ausbildung abhängig. Es ist deshalb sicher richtig, dass die Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau an ihrem ersten Kongress nach dem zweiten Weltkrieg die Frage der Einzelheiten und Verbindungsmittel im Stahlbau an den Anfang ihres wiedereinsetzenden internationalen Meinungsaustausches stellt.

Das Thema I sollte entsprechend den Beschlüssen des Ständigen Ausschusses an der Sitzung vom 9. Mai 1947 im Haag in vier Teilfragen behandelt werden. Auf Grund der angemeldeten Kongressbeiträge zeigte sich ein sehr ungleichmässiges Interesse an diesen Teilfragen, indem die Mehrzahl der Beiträge sich auf die Frage der elektrischen Schweissung bezieht. Es darf dies jedoch nicht so ausgelegt werden, dass Diskussionsbeiträge zu den andern Unterthemen am Kongress selbst unerwünscht seien; wir sind im Gegenteil der Auffassung, dass gerade hier wesentliche und grundsätzliche Beiträge zur Weiterentwicklung der Stahlbauweise fällig sind.

Der heutige Stand der Schweisstechnik (Thema Ia)

Annähernd zur Zeit des Berliner Kongresses der I. V. B. H. (1936) ereigneten sich in Deutschland einige schwere Rückschläge an geschweissten Brückenbauten, denen 1938 der Einsturz der Brücke von Hasselt in Belgien und im Winter 1939-1940 einige weitere Schadenfälle folgten. Ähnliche Schadenfälle, wie bei diesen Brücken, haben sich während des Krieges auch vereinzelt in Amerika bei der Herstellung geschweisster Schiffskörper (Liberty ships) gezeigt. Ueber bemerkenswerte Einzelheiten orientiert der Bericht von G. De Cuyper, der solche Schäden systematisch geordnet in typischen Beispielen wiedergibt ⁽¹⁾.

F. Campus ⁽²⁾ hat auf die bemerkenswerte Tatsache hingewiesen, dass solche Schadenfälle bei den ersten geschweissten Ausführungen im Stahlbau, die in der Hauptsache Kehlnahtverbindungen zeigten, nur äusserst selten vorkamen, dass sie sich dagegen häuften, als die Verbindungen entsprechend der günstigeren Festigkeitswerte im Dauerversuch als Stumpfnähte ausgeführt wurden. Es dürfte heute feststehen, dass ein grosser Teil der Schadenfälle mit ihren Trennbrüchen (*rupture sans striction*) auf den Einfluss der Schrumpfwirkungen in Verbindung mit mehr oder weniger grossen Schweissfehlern zurückzuführen ist. Die zukünftige Entwicklung der Schweisstechnik wird somit abhängig sein von einer weiteren Abklärung und Beherrschung der Schrumpfwirkung. Wohl liegen einige bemerkenswerte und wertvolle Ansätze zu dieser Abklärung heute vor ⁽³⁾; die Weiterführung und Vervollständigung dieser Untersuchungen hat die Fachwelt aller Länder zu interessieren und stellt bestimmt eine dringende Forschungsaufgabe des Stahlbaues für die nächste Zukunft dar.

Nach den erwähnten Rückschlägen hat man das Problem der Schweissung im Stahlbau vielerorts in erster Linie auf die Frage der Schweissbarkeit eines Stahles zurückzuführen gesucht. Man wollte dabei einen Baustoff finden, bei dem solche Schadenfälle ausgeschlossen sein sollten. Wir müssen heute zur Ansicht kommen, dass ein solcher allgemein schweisbarer Stahl, bei dem die Schweissbarkeit nur von der metallurgischen Seite her bestimmt wird, nicht in Frage kommen kann und für eine gesunde Weiterentwicklung seiner Definition nach auch nicht erwünscht ist. Wir müssen bei der konstruktiven Ausbildung und bei der Ausführung geschweisster Verbindungen dazu kommen, die ungünstigen Schrumpfwirkungen möglichst klein zu halten und dabei jeweils einen für die gegebene Ausführungsart geeigneten Baustoff verwenden. Der Ausgangspunkt für die weitere Entwicklung der Frage der Schweissbarkeit scheint uns eindeutig in der von F. Campus ⁽³⁾ gegebenen Definition zu liegen: « *Nous proposons comme définition de la soudabilité des aciers doux de construction l'aptitude à subir sans insécurité les effets du retrait dans les conditions de l'application.* »

Eine belgische Kommission von Fachleuten hat auf dieser Grundlage einen bemerkenswerten Vorschlag über die Frage der Materialwahl ausge-

⁽¹⁾ G. DE CUYPER, *Moyens d'assemblage et détails de la construction en acier*. In diesem Vorbericht, Seiten 37-45.

⁽²⁾ F. CAMPUS, *Questions fondamentales en matière de constructions soudées* (Bulletin C. E. R. E. S., 1947, t. II, Liège).

⁽³⁾ F. CAMPUS, *Recherches, Etudes et Considérations sur les Constructions soudées*, Sciences et Lettres, Liège, 1946.

arbeitet, der in diesem *Vorbericht* im Beitrag von R. Nihoul ⁽⁴⁾ enthalten ist.

Für die konstruktive Ausbildung geschweisster Verbindungen stehen offenbar beim heutigen Stand der Erkenntnisse zwei Tatsachen im Vordergrund: Schweißen ist mit Schrumpfwirkungen (Verformungen und innere Spannungen) verbunden und Schweissnähte sind, etwa im Vergleich zur Nietung, als sehr steife oder praktisch starre und unnachgiebige Verbindungen zu betrachten. Die Schrumpfspannungen beeinflussen die Dauerfestigkeit geschweisster Verbindungen ⁽⁵⁾. Es muss deshalb die Anordnung und Reihenfolge der Schweissnähte so gesucht werden, dass die Schrumpfspannungen günstig wirken, d. h. die Festigkeit der Verbindung vergrössern und es muss ebenfalls als eine Forschungsaufgabe der nächsten Zukunft gelten, das Zusammenspiel von Schrumpfspannungen und Betriebsspannungen und ihre Auswirkung auf die Festigkeit weiter abzuklären. Die zweite Tatsache, die Starrheit der Schweissverbindung, führt zur Folgerung, dass plötzliche Querschnittsänderungen mit ihren unvermeidlichen Spannungsspitzen bei geschweissten Verbindungen zu vermeiden sind. Die Verwirklichung dieser Forderung muss zu einer grundsätzlich eigenen Konzeption geschweisster Verbindungen und geschweisster Knotenpunkte gegenüber genieteter Ausführung führen.

Der Beitrag der Herren Lévy, Durand-Dubief & Kienert ⁽⁶⁾ zeigt an zwei bemerkenswerten Beispielen (Balkenbrücke bei St. Cloud und Bogenbrücke bei Neuilly) die wichtigsten Ueberlegungen und Massnahmen, die bei diesen geschweissten Bauwerken aus hochwertigem Baustahl zu einem Erfolg geführt haben. Der Beitrag von C. T. Ingwall ⁽⁷⁾ orientiert an einigen schwedischen Ausführungsbeispielen über die heutigen Auffassungen in Schweden. Bemerkenswert scheint hier die Verwendung einer Tiefeinbrandelektrode, die Stumpfschweissungen bis zu 16 mm Gesamtstärke ohne Abschrägung der zu verbindenden Blechkanten mit einer einzigen Raupe auf jeder Seite erlaubt. Es wird zu untersuchen sein, ob die hier erreichte Einsparung an Bearbeitungskosten nicht mit einer Vergrösserung der Schrumpfwirkungen erkauft wird, die zu einer Einschränkung der Anwendungsmöglichkeiten solcher Elektroden auf besonders einfache Verbindungen zwingt. Das von C. T. Ingwall behandelte Beispiel des Wärmens auf 600° eines grösseren Brückenteiles, um die Schweissspannungen auszugleichen, stellt einen interessanten Einzelfall dar.

Der Beitrag von R. Vallette und A. Goelzer ⁽⁸⁾ über die Wiederherstellung einer alten schweisseisernen Brücke durch autogene Schweissung behandelt einen interessanten Sonderfall, bei dem die infolge der sehnigen Struktur des Schweisseisens auftretenden Schwierigkeiten durch die Wahl eines besonderen Arbeitsvorganges überwunden werden.

Die Schweissung stellt an das zu verwendende Grundmaterial höhere Ansprüche als die Nietung, die nur bei kleinen und mittleren Profilstärken

⁽⁴⁾ R. NIHOUL, *Les aciers pour constructions soudées*. In diesem *Vorbericht*, Seiten 47-64.

⁽⁵⁾ F. STÜSSI und C. F. KOLLBRUNNER, *Schrumpfspannungen und Dauerfestigkeit geschweisster Trägerstösse* (Mitteilungen Institut für Baustatik, E. T. H., Nr. 18, 1946).

⁽⁶⁾ L.-A. LÉVY, M. DURAND-DUBIEF, G. KIENERT, *Une réussite dans l'application de la soudure à la construction des grands ouvrages: les ponts de Saint-Cloud et de Neuilly*. In diesem *Vorbericht*, Seiten 65-74.

⁽⁷⁾ C. T. INGWALL, *Die Lichtbogenschweissung im Stahlbau in Schweden*. In diesem *Vorbericht*, Seiten 75-90.

⁽⁸⁾ R. VALLETTE und A. GOELZER, *L'emploi de la soudure dans la reconstruction du pont d'Oissel sur la Seine*. In diesem *Vorbericht*, Seiten 91-104.

gewährleistet werden können. Aus den bisher vorliegenden Untersuchungen ergibt sich ferner eindeutig, dass die Schwierigkeiten und insbesondere die Neigung zum Trennbruch mit wachsenden Profilstärken stark zunehmen. Es heisst dies, dass wir vorläufig nur kleine oder mittlere Profilstärken zuverlässig schweissen können und der heutige Stand der Anschauungen scheint ziemlich übereinstimmend eine Grösststärke von etwa 30 mm als obere Grenze anzusehen, während noch vor wenigen Jahren bedeutend höhere Stärken (50-70 mm) als zulässig angesehen wurden. Dies bedeutet, dass die Anwendung der Schweissung vorläufig auf Objekte kleiner und mittlerer Spannweite zu beschränken ist, dass also Grosstragwerke, wie weitgespannte Brücken, die erheblich grössere Querschnittsstärken erfordern, vorläufig noch der genieteten Bauweise zu überlassen sind. Die Schweissttechnik ist aus dem Rüstzeug des Stahlbaues nicht mehr wegzudenken; ihre weitere Entwicklung benötigt aber auch in diesem eingeschränkten Bereich eine weitere gründliche Abklärung der Grundlagen, zu der glücklicherweise wertvolle Ansätze, Beiträge und Grundbegriffe heute vorliegen.

Die Ausbildung der Knotenpunkte (Thema Ib)

Zu dieser Teilfrage ist leider nur ein einziger Beitrag für den *Vorbericht* eingegangen, der sich auf die Verbindung von Unterzügen mit Stützen im Hochbau bezieht ⁽⁹⁾. Ueber diese Einzelheiten hinaus wird am Kongress jedoch eine Aussprache über einige grundsätzliche Begriffe bei der Ausbildung von Knotenpunkten im allgemeinen erwünscht sein.

In erster Linie handelt es sich darum, zu erkennen, dass genietete und geschweisste Knotenpunkte grundsätzlich verschieden auszubilden sind, und zwar ist dabei zu unterscheiden zwischen Knotenpunkten von Fachwerken, in denen eine grössere Zahl von Stäben zusammenstossen und solchen von Rahmen, bei denen Stützen und Unterzüge miteinander zu verbinden sind.

Beim Fachwerkknottenpunkt in genieteter Ausführung basiert die konstruktive Ausbildung darauf, dass die Kräfte der Füllungsglieder in einem Knotenpunkt durch das Knotenblech zu einer Resultierenden zusammengefasst werden und dass diese Knotenblechkraft mit der Differenz der Gurtstabkräfte im Gleichgewicht sein muss. Das Knotenblech kann bei kleinen Strebekräften, wie bei Parabelträgern unter Umständen weggelassen werden; es ist aber bei der Bemessung immer daran zu denken, dass durch den direkten Stabanschluss auf den Stegen der Gurtstäbe eine zusätzliche Beanspruchung in diesen auftritt. Auf eine Zentrierung der Stäbe darf nicht verzichtet werden, weil sonst kein momentenfreies Gleichgewicht im Knotenpunkt bestehen kann und weil somit bei exzentrisch angeschlossenen Stäben Biegemomente, die auch durch Selbsthilfe des Stahles (im Gegensatz zu den reinen Nebenspannungen) nicht abgebaut werden können, die Sicherheit herabsetzen. Wir lehnen auf Grund derartiger Sicherheitsüberlegungen auch eine Kompensation der Exzentrizitätsmomente durch teilweise Vorspannung ab, weil diese Vorspannung nur für

⁽⁹⁾ L. A. BEAUFOY und A. MOHARRAM, *Derived Moment-Angle Curves for Web-Cleat Connections*. In diesem *Vorbericht*, Seiten 105-118.

einen ganz bestimmten Belastungszustand die durch die Exzentrizität hervorgerufene Ueberbeanspruchung kompensieren kann.

Das Knotenblech stellt an sich eine plötzliche Querschnittsänderung der Gurtstäbe dar : diese Querschnittsänderung wird aber durch die Nachgiebigkeit der Nietverbindung erfahrungsgemäss bis zur Unschädlichkeit gemildert.

Bei geschweisster Ausbildung mit ihrer Starrheit ist eine solche Milderung des plötzlichen Querschnittsüberganges nicht mehr vorhanden. Hier muss die Ausbildung der Knotenpunkte im Gegenteil so gesucht werden, dass die einzelnen Querschnittsteile der Stäbe möglichst stetig ineinander übergehen. Es ist für den Konstrukteur einleuchtend, dass eine derartige Ausbildung geschweisster Fachwerkknotenpunkte nur bei einer kleinen Anzahl von Stäben (Strebenfachwerk ohne Hilfsposten) und bei verhältnismässig kleinen Profilstärken, d. h. kleinen Spannweiten auf eine einfache Weise möglich ist. Es dürfte interessant sein, an Hand konkret durchgearbeiteter Gegenüberstellungen geschweisste und genietete Knotenpunkte in bezug auf ihre Wirtschaftlichkeit (einwandfreie Ausführung beider Bauarten vorausgesetzt) miteinander zu vergleichen. Ich bin überzeugt, dass solche Vergleiche, im Ganzen gesehen, eindeutig zu Gunsten des genieteten Fachwerkknotenpunktes ausfallen werden.

Eine etwas andere Schlussfolgerung wird sich in bezug auf die Ausbildung der Knotenpunkte von Rahmentragwerken (Rahmenecken) ergeben. Hier, wo normalerweise sich rechtwinklig kreuzende Stäbe biegungsfest miteinander zu verbinden sind, sind die Vorzüge der Schweisstechnik bei nicht zu grossen Kräften evident; geschweisste Rahmenecken erlauben eine wesentlich einfachere Formgebung als genietete, und damit ist grundsätzlich hier die geschweisste Verbindung der genieteten überlegen. Sonderlösungen können sich dann ergeben, wenn nur in der Werkstätte geschweisst, auf der Baustelle dagegen genietet oder geschraubt wird, wie das (vorwiegend aus wirtschaftlichen Gründen) heute normalerweise der Fall sein wird.

Stabilität und Festigkeit dünner Bleche (Thema Ic)

Hier stehen drei Teilfragen im Vordergrund; zu jeder dieser Teilfragen liegt ein Beitrag im *Vorbericht* vor.

Die Grösse der Beullast im plastischen Bereich ist, ähnlich wie dies beim Knicken durch Einführung eines Knickmoduls verwirklicht wurde, auf das charakteristische Verhalten des Materials zurückzuführen. Eine solche rechnerische Bestimmung der plastischen Beullast kann deshalb nur auf einer zutreffenden Erfassung der örtlichen plastischen Formänderungen des Materials aufgebaut sein. Der vorliegende Bericht von Bijlaard-Kollbrunner-Stüssi ⁽¹⁰⁾ zeigt für den Grundfall der gleichmässig gedrückten Rechteckplatte die Bestimmung der kritischen Belastung auf Grund der Bijlaard'schen Theorie der örtlichen plastischen Formänderungen ⁽¹¹⁾. Die Auswertung dieser Berechnungsgrundlage führt durch Einführung eines

⁽¹⁰⁾ P. P. BIJLAARD, C. F. KOLLBRUNNER und F. STÜSSI, *Theorie und Versuche über das plastische Ausbeulen von Rechteckplatten unter gleichmässig verteiltem Längsdruck*. In diesem *Vorbericht*, Seiten 119-128.

⁽¹¹⁾ P. P. BIJLAARD, *Theorie der örtlichen plastischen Formänderungen* (Abhandlungen der I. V. B. H., Bd. 6, 1942).

ideellen Schlankheitsgrades auf eine von diesem abhängige Beulspannungslinie; eine übersichtliche Darstellung ergibt sich auch durch die Einführung eines von Belastungsart und Randbedingungen abhängigen Beulmoduls.

Der Beitrag von Ch. Dubas ⁽¹²⁾ enthält die grundsätzlich wichtige Feststellung, dass Längsaussteifungen von auf Biegung beanspruchten Stehblechen am wirksamsten und wirtschaftlichsten im oberen Fünftel der Stehblechhöhe und nicht im oberen Viertel wie bisher in der Literatur angenommen, angeordnet werden sollen. Diese Feststellung ergibt sich anschaulich auch daraus, dass an dieser Stelle die durch die Ausbiegungen der Platte hervorgerufenen Ablenkungskräfte der Belastungen am grössten sind ⁽¹³⁾ und es ist einleuchtend, dass eine Aussteifung die Platte am wirksamsten entlastet, wenn sie an der Stelle der grössten Belastungen angeordnet wird.

In diesem Zusammenhang sei eine persönliche Bemerkung gestattet. Es ist merkwürdig, und vielleicht doch nicht zufällig, dass die bisherigen mathematischen Untersuchungen über das Ausbeulen nicht dazu geführt haben, Aussteifungen an der günstigsten Stelle anzuordnen, sondern dass diese Feststellung der günstigsten Aussteifung ausgesprochen baustatischen Untersuchungen vorbehalten blieb. Die Berechnung der Beullasten im elastischen Bereich unter irgendwelcher Belastungsanordnung und bei beliebigen Randbedingungen ist ein baustatisches Problem, dessen Lösung mit baustatischen Mitteln keine Schwierigkeiten mehr bietet. In allgemeinen Belastungsfällen kann diese Berechnung übersichtlich und anschaulich durch die von Ch. Dubas ⁽¹²⁾ vorgeschlagene und hier skizzierte verbesserte Streifenrostmethode durchgeführt werden; bei Belastung nur durch Normalspannungen in Längsrichtung ergibt sich aus der Verwendung der Seilpolygongleichung ein noch einfacheres Berechnungsverfahren ⁽¹³⁾. Ob es richtig ist, bei solchen Beulaufgaben auf die Verwendung der klassischen baustatischen Methoden zu verzichten, und dafür schwierige und weniger übersichtliche mathematische Verfahren beizuziehen, wie dies bisher die Regel war, dürfte leicht zu entscheiden sein.

Es ist bekannt, dass mit dem eigentlichen Ausbeulen eines Bleches die Tragfähigkeit des Bauelementes noch nicht erschöpft ist. Es dürfte trotzdem richtig sein, im normalen Stahlbau und insbesondere im Stahlbrückenbau die Bemessung dünner Bleche auf die Beullast abzustellen, wenn auch mit verhältnismässig kleinen Sicherheitsgrad; beispielsweise sieht der neue Entwurf der schweizerischen Stahlbaunormen Beulsicherheiten von 1,8 für Eisenbahnbrücken, 1,5 für Strassenbrücken und 1,3 für Hochbauten vor. Von anderer Seite sind etwas differenziertere Sicherheitsfaktoren vorgeschlagen worden ⁽¹⁴⁾.

In ausgesprochenen Leichtkonstruktionen dagegen scheint eine andere Regelung der Bemessung angezeigt und zwar deshalb, weil bei sehr dünnen Profilstärken die Beulspannungen sehr niedrig liegen, sodass bei Ausschluss der Beulmöglichkeit eine einigermaßen vernünftige Materialausnutzung unmöglich wäre. Es ist deshalb bei solchen Leichtkonstruktionen gerecht-

⁽¹²⁾ Ch. DUBAS, *Contribution à l'étude du voilement des tôles raidies*. In diesem Vorbericht, Seiten 129-136.

⁽¹³⁾ F. STÜSSI, *Berechnung der Beulspannungen gedrückter Rechteckplatten* (Abhandlungen der I. V. B. H., Bd. 8, 1947).

⁽¹⁴⁾ G. WÄSTLUND und S. G. A. BERGMAN, *Beulung der Stegbleche hoher Vollwandträger aus Stahl* (Abhandlungen der I. V. B. H., Bd 8, 1947).

fertigt, das Ausbeulen in Kauf zu nehmen, solange dadurch nicht das Tragvermögen des ganzen Elementes gefährdet wird. In seinem Beitrag behandelt G. Winter ⁽¹⁵⁾ unter diesem Gesichtspunkt den Fall eines beidseitig gestützten langen dünnen Bleches unter gleichmässig verteilter Druckbeanspruchung. Durch das Ausbeulen mit Ausbiegungen in endlicher Grösse wird eine Umlagerung der Längsspannungen verursacht und es stellt sich die Aufgabe, eine « mitwirkende » Plattenbreite für die Tragfähigkeitsberechnung des Profiles zu bestimmen. Da die schon im Jahre 1910 von T. v. Kármán angegebene Grundgleichung für diesen Fall endlicher Ausbiegungen rechnerisch als kaum lösbar erscheint, hat G. Winter das Problem durch eine grosse Zahl systematisch angeordneter Versuche versuchsstechnisch gelöst und die Ergebnisse in gebrauchsfertiger Form übersichtlich zusammengestellt.

Biegung und Verdrehung vollwandiger Träger (Thema Id)

Zu diesem Teilproblem sind keine Beiträge für den *Vorbericht* eingereicht worden. Trotzdem scheinen sich hier noch einige zu wenig abgeklärte Fragen zu stellen. Ohne irgendwelche Vollständigkeit anstreben zu wollen, sei auf einige solche Punkte hingewiesen. Es muss, wenn die vorhandenen theoretischen Grundlagen über die Torsionsberechnung zusammengesetzter Träger ausgenützt werden sollen, beispielsweise die Verdrehungssteifigkeit von genieteten Lamellenpaketen abgeklärt werden. Eine Verfeinerung der Untersuchung des Biegungs- und Torsionsproblems wird die Querschnittsverformungen zu berücksichtigen haben im Gegensatz zum heutigen Stand der Theorie, die als Elastizitätsbedingung die Erhaltung der Querschnittsform als Ausgangspunkt benützt.

Auch beim gewöhnlichen Blechträger mit veränderlicher Steifigkeit ergeben sich noch einige einer lohnenden Aussprache zugängliche Fragen, so das Kräftespiel im Lamellenanschluss oder die Besonderheiten, die bei stark veränderlicher Trägerhöhe auftreten.

Schlussbemerkungen

Der Generalberichterstatter möchte seinen Ueberblick abschliessen mit dem besten Dank an alle Autoren der im *Vorbericht* veröffentlichten Beiträge für ihre wertvolle Mitarbeit, die sie trotz der kurzen zur Verfügung stehenden Zeit geleistet haben und mit dem Ausdruck der Hoffnung, dass eine rege und fruchtbare Aussprache an der ersten Arbeitssitzung grundlegende Beiträge zur Weiterentwicklung der Stahlbauweise zeitige.

Résumé

Dans le présent rapport général l'on s'est efforcé de donner, comme base pour les discussions, un aperçu général sur quelques questions

⁽¹⁵⁾ G. WINTER, *Performance of thin steel compression flanges*. In diesem *Vorbericht*, Seiten 137-148.

essentielles intéressant la construction métallique, en ce qui concerne les moyens d'assemblage et détails de construction.

A l'état actuel de la technique de la soudure, il est peut-être caractéristique que les échecs subis pendant les années récentes ont leur origine dans l'effet de retrait et qu'il est essentiel de mieux connaître et contrôler ces effets de retrait. La question de la soudabilité d'un acier ne doit plus être envisagée du seul point de vue métallurgique, mais uniquement en relation avec le genre de construction et l'exécution de chaque cas particulier.

Dans la *Publication Préliminaire*, il y a trois rapports sur la question de la stabilité et de la résistance des tôles minces, traitant du voilement plastique, du problème des raidisseurs et de la résistance au delà de la limite critique.

Pour le thème *Ib*, un rapport sur les nœuds dans les constructions civiles a été déposé, tandis que sur le thème *Id* aucun rapport n'a été reçu pour la *Publication Préliminaire*. Dans le rapport général, l'attention est attirée sur quelques questions au sujet desquelles une discussion lors du Congrès nous semble à la fois utile et désirable.

Zusammenfassung

Im vorliegenden Generalreferat wurde versucht, als Diskussionsgrundlage einen zusammenfassenden Ueberblick über einige für den Stahlbau wichtige Grundfragen im Gebiete der konstruktiven Einzelheiten und Verbindungen zu geben. Für den heutigen Stand der Schweisstechnik dürfte charakteristisch sein, dass die Rückschläge der letzten Jahre im Zusammenhang mit den Schrumpfwirkungen stehen und dass diese Schrumpfwirkungen noch besser erkannt und beherrscht werden müssen. Die Frage der Schweissbarkeit eines Stahles ist nicht mehr nur von der metallurgischen Seite her zu lösen, sondern nur im Zusammenhang mit der baulichen Gestaltung und der Ausführung des einzelnen Konstruktions-typs.

Ueber die Frage der Stabilität und Festigkeit dünner Bleche liegen drei Beiträge im *Vorbericht* vor, die sich mit der Frage des plastischen Beulens, mit dem Problem der zweckmässigsten Aussteifung und mit dem Tragverhalten nach Ueberschreiten der Beulgrenze beschäftigen.

Zu Thema *Ib* ist eine sich auf Hochbauanschlüsse beziehende Arbeit eingereicht worden, während zu Thema *Id* kein Beitrag zum *Vorbericht* einging; im Generalreferat wird auf einige Fragen hingewiesen, über die eine Diskussion am Kongress selbst nützlich und erwünscht erscheint.

Summary

As a basis for discussion, in the present General Report we have tried to give a comprehensive survey of a few important basic questions concerning steel constructional work in connection with structural units and their joints.

In the present state of welding, it may be characteristic that set-backs in recent years are connected with shrinkage effects and that these shrinkage effects must be better understood and controlled. The question

of ability to weld a given kind of steel should no longer be answered solely from a metallurgical standpoint, but only in conjunction with the constructional form and execution of the particular type of structure.

On the question of stability and solidity of thin plates, there are three papers in the *Preliminary Publication* dealing with the matter of plastic swelling, the problem of the most suitable stiffening and with the carrying capacity after exceeding the limits of swelling.

On subject *Ib* a paper concerning joints of structures has been handed in, whilst on subject *Id* no paper has been handed in for the *Preliminary Publication*. In the General Report reference is made to several questions, concerning which a discussion during the Congress itself appears to be both useful and desirable.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Ial

Echecs dans la construction soudée

Rückschläge im geschweissten Stahlbau

Set-backs in welded structures

G. DE CUYPER

Ingénieur en chef, Directeur des Ponts et Chaussées, Bruxelles

Introduction

Avant de commencer la description des échecs, nous présentons quelques remarques générales :

a) Les échecs ne sont pas dus à des erreurs de calcul ou à des dimensions insuffisantes des éléments ou de leurs assemblages. Au contraire, la rigidité propre des éléments ou celle résultant d'assemblages indéformables ont constitué des facteurs défavorables;

b) Les fissures dans les soudures ne se sont pas produites parce que ces soudures étaient de dimensions insuffisantes. Au contraire, ce sont les soudures surabondantes, les intersections, les accumulations et les défauts qui les accompagnent, qui ont été néfastes;

c) La description montre que l'épaisseur du métal, la structure cristalline à gros grains, la susceptibilité au vieillissement, la fragilité aux basses températures et le manque de résistance aux ruptures sans déformation ont joué un rôle important;

d) Il résulte des constatations faites que plusieurs accidents se sont produits, tant pendant l'exécution qu'en service, par des températures basses ou à la suite de variations thermiques brusques;

e) Si le rôle du métal d'apport semble quelque peu négligé, cela résulte de ce que, généralement, il était approprié au métal de base;

f) La description montre que les accidents sont dus à un concours de plusieurs facteurs. Il est difficile de déceler le facteur primaire. La classification qui a été suivie dans la description ci-après peut donc paraître assez arbitraire. C'est la raison pour laquelle nous ne donnons que les facteurs probables;

g) La description ne relate pas tous les accidents. Nous n'avons pas, par exemple, décrit ceux dus aux particularités d'exécution, pouvant entraîner des effets de trempe locaux, ni ceux dus aux intersections ou jonctions superflues de soudures ou résultant de l'utilisation d'éléments contenant à l'avance des tensions résiduelles importantes.

Echecs dans lesquels la diminution de la qualité du métal de base a probablement joué un rôle

1. EPAISSEUR

Les accidents survenus montrent que les qualités métallurgiques, et tout particulièrement la non-sensibilité du métal aux ruptures brusques sans déformation, diminuent à mesure que l'épaisseur augmente. Malgré un corroyage et un laminage soignés, l'hétérogénéité des propriétés mécaniques suivant le travers et suivant l'épaisseur croît avec l'épaisseur.

2. POINÇONNAGE

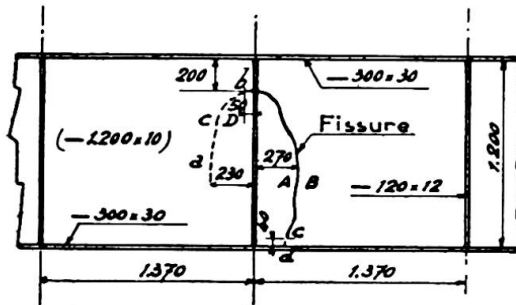
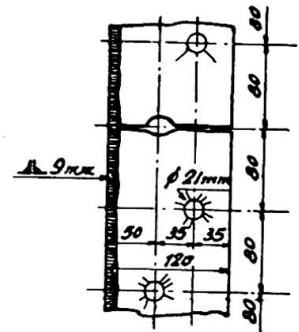


Fig. 1. Fissuration de l'âme d'une entretoise par basse température. Le détail à droite donne, en élévation, le raidisseur central fissuré.



Date de l'accident : décembre 1933.

Lieu : à l'atelier.

Température lors de l'accident : $\approx 0^{\circ} \text{C}$

Acier : Thomas ordinaire (nuance 37-44).

Nature de l'accident : fissuration de l'âme d'une entretoise.

Facteurs probables : poinçonnage des trous de rivets qui, malgré un alésage de 2 mm, a laissé des fissures microscopiques radiales. — Ecouissage. — Vieillesse accéléré par le traitement thermique résultant de l'exécution des soudures voisines. — Tensions de retrait résultant de la fixation continue du raidisseur sur l'âme et les semelles par soudures trop fortes, déposées suivant un ordre non approprié.

3. CISAILLAGE

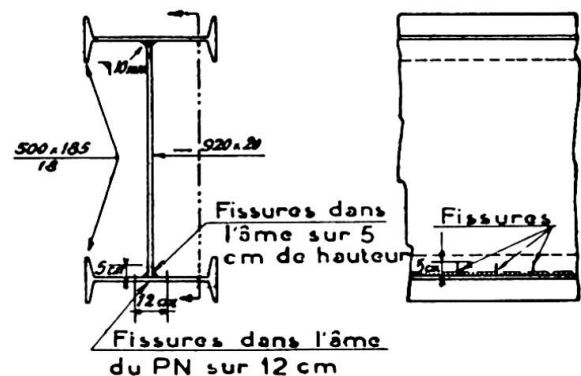
Date de constatation de l'accident : juin 1936.

Lieu : à l'atelier.

Température : probablement normale.

Acier : Thomas ordinaire (nuance 42-50).

Fig. 2. Fissuration d'une membrure dont l'âme présentait des fissures microscopiques résultant d'un cisailage.



Nature de l'accident : fissuration de l'âme d'une membrure.

Facteurs probables : le cisailage de l'âme a produit des fissures microscopiques normales à la coupe. — Ecouissage. — Vieillessement accéléré par le traitement thermique résultant de l'exécution des soudures. — Tensions de retrait dues à des soudures d'angle de dimensions trop fortes, déposées par des électrodes de 7 mm de diamètre. — Les fissures microscopiques se sont propagées sous l'effet des tensions de retrait.

4. MORTAISAGE OU DÉCOUPAGE À ANGLES VIFS

Date de la constatation de l'accident :
avril 1936.

Lieu : à l'atelier.

Température : probablement normale.

Acier : Thomas ordinaire (nuance 42-50).

Nature de l'accident : fissuration d'une
âme de raidisseur de montant.

Facteurs probables : parachèvement insuffisant des surfaces découpées. — Ecouissage. — Vieillessement accéléré par la soudure. — Tensions de retrait résultant de la fixation d'une pièce mince, de dimensions réduites, présentant des angles vifs rentrants, sur des éléments rigides par leur épaisseur.

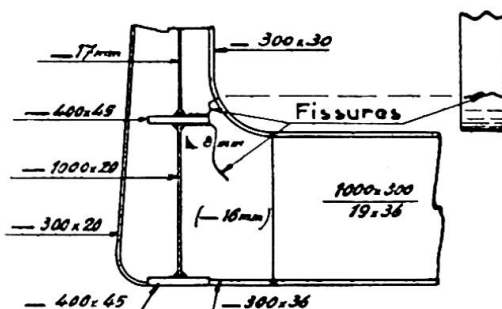


Fig. 3. Fissuration de l'âme du raidisseur d'un montant par suite d'un mauvais parachèvement.

5. CINTRAGE À FROID AVANT SOUDURE

Date de l'accident : début de 1936.

Lieu : à l'atelier.

Température : probablement aux environs de 0°.

Acier : Thomas ordinaire (nuance 42-50).

Nature de l'accident : un large plat de 300 × 30 mm, cintré à froid à la machine à rouleaux sous un rayon de 1^m50, s'est fissuré lors de sa mise en œuvre, avant qu'on ait commencé à souder.

Facteurs probables : écouissage et vieillissement. — Température basse au moment de l'écouissage. — Métal d'une fragilité originelle, due à un état structural défectueux à gros grains, résultant d'un surchauffage lors du laminage.

6. EXÉCUTION AUX BASSES TEMPÉRATURES

Dates des accidents : hiver 1933-1934.

Lieu : à l'atelier.

Température : entre -5° et -10° C.

Acier : Thomas ordinaire (nuance 37-44).

Nature de l'accident : fissuration de l'âme d'une membrure inférieure (suivant *c-d*) lors de la réfection d'une soudure *a-b*.

Facteurs probables : température très basse, diminuant la résistance du métal de base aux

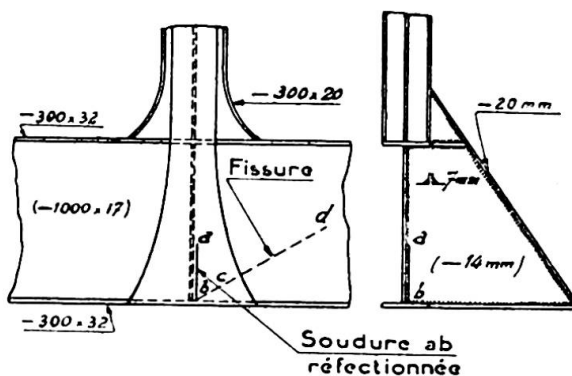


Fig. 4. Fissuration de l'âme d'une membrure inférieure lors de la réfection d'une soudure.

ruptures sans déformation et provoquant une trempe du métal déposé.
 — Tensions résiduelles de retrait dans un élément mince, fixé par soudure à des éléments épais et rigides. — Tensions de retrait perturbatrices, introduites par une réfection de la soudure.

7. SOLLICITATION SUIVANT L'ÉPAISSEUR

Date de l'accident : juin 1935.

Lieu : au montage sur chantier avant la mise en service.

Température : au-dessus de 10°.

Aciers : a) éléments de montants : Thomas ordinaire (nuances 37-44);

b) tôle intercalaire A-A : acier Siemens-Martin (nuance 37-44).

Nature de l'accident : lors de la soudure des cordons d'angle supérieurs, la structure feuilletée de la tôle intercalaire est apparue.

Facteur probable : tensions de retrait disloquant la structure feuilletée de la tôle intercalaire.

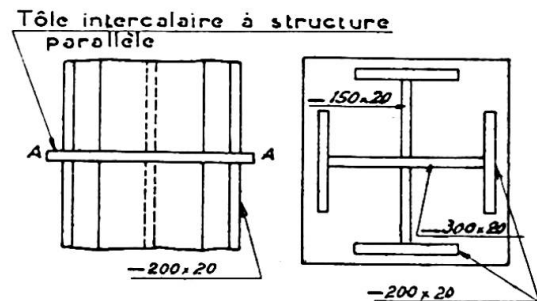


Fig. 5. Apparition de la structure feuilletée de la tôle intercalaire lors de la soudure des cordons d'angle supérieurs.

8. UTILISATION AUX BASSES TEMPÉRATURES

Pendant l'hiver 1939-1940, par des températures de -15° à -20° , des accidents se sont produits dans trois ouvrages en service depuis plusieurs années. Certains éléments contenaient des tensions résiduelles dues, soit à leur fabrication, soit à la soudure, soit à la combinaison des deux facteurs. Il est probable que de petites fissures existaient dans les soudures tant d'atelier que de montage. Outre le vieillissement naturel, la température exceptionnellement basse a agi doublement pour aggraver l'effet de ces défauts. En effet, les contractions thermiques, entravées et inégales, ont majoré les tensions principales et secondaires; ensuite la résistance du métal aux ruptures sans déformation était diminuée.

Echecs dus à des conceptions ou exécutions,
 augmentant l'importance des tensions résiduelles

1. ÉPAISSEUR

Les tensions résiduelles croissent avec l'épaisseur en raison des dimensions accrues des soudures. Un acier calmé à grains fins, un préchauffage et un recuit de normalisation sont utiles pour diminuer les risques de fissuration.

2. DEGRÉ DE RAIDEUR DES ÉLÉMENTS DE LA CONSTRUCTION

a) Considérés isolément :

Date de l'accident : fin décembre 1935.

Lieu : au montage.

Température : aux environs de 0°.

Acier : Thomas ordinaire (nuance 42-50).

Nature de l'accident : fissuration d'un large plat, qui s'est produite après l'exécution complète de la soudure bout-à-bout.

Facteurs probables : tensions résiduelles importantes, dues à l'importance de la soudure et du bridage — Acier à gros grain de surchauffe d'une fragilité exceptionnelle. — Feuilletage avec fissures microscopiques, non constaté lors de l'usinage.

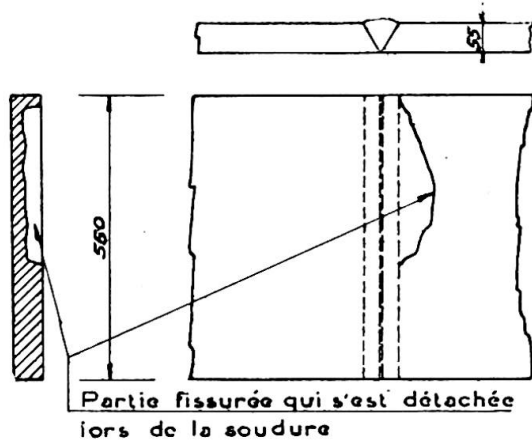


Fig. 6. Fissuration d'un large plat à la suite de l'exécution d'une soudure bout-à-bout.

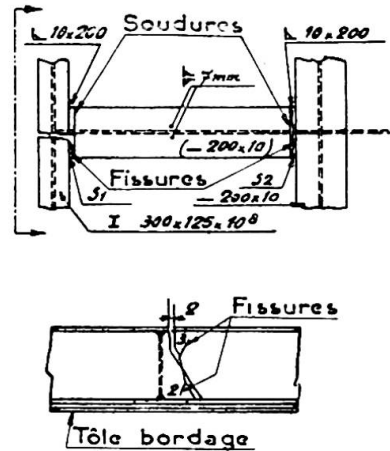


Fig. 7. Propagation d'une fissure, à partir d'une soudure latérale, dans une vanne levante d'écluse.

b) *Considérés dans leurs réactions mutuelles :*

Date de la constatation de l'accident : décembre 1941.

Lieu : sur un ouvrage en service depuis plus de deux ans.

Température lors de l'exécution : probablement normale.

Acier : Thomas ordinaire (nuance 37-44).

Nature de l'accident : il s'agit d'une vanne levante d'écluse; la fissure, partant d'une soudure latérale, s'est propagée dans la semelle et l'âme d'une poutrelle normale P N 30.

Facteurs probables : la liaison rigide d'éléments de dimensions moyennes a conduit à une construction de grande raideur, du fait que les retraits des soudures étaient entravés. — Soudures présentant plusieurs défauts.

3. BRIDAGES

Date de l'accident : janvier 1940.

Lieu : sur un ouvrage en service depuis plus de deux ans.

Température lors de l'accident : de -15° à -20° .

Acier : Thomas ordinaire (nuance 42-50).

Nature de l'accident : rupture d'un joint de montage d'une membrure inférieure.

Facteurs probables : Le couvre-joint inférieur avait été soudé en premier lieu, d'où tensions résiduelles dans la soudure de la semelle inférieure. — Celle-ci présentait des défauts suivant l'épaisseur. — Température très basse, diminuant la résistance du métal de base aux ruptures sans déformation.

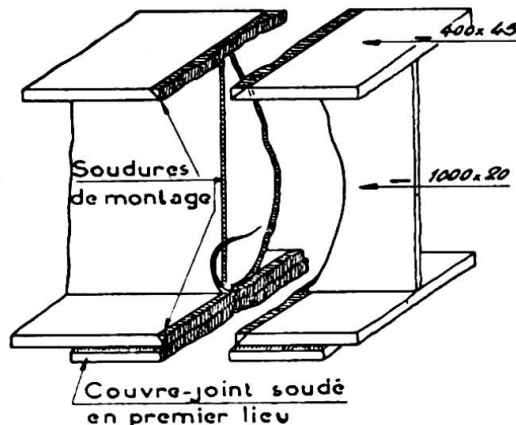


Fig. 8. Rupture d'un joint de montage d'une membrure inférieure.

4. EXÉCUTION DE SOUDURES SOUS CONTRAINTE

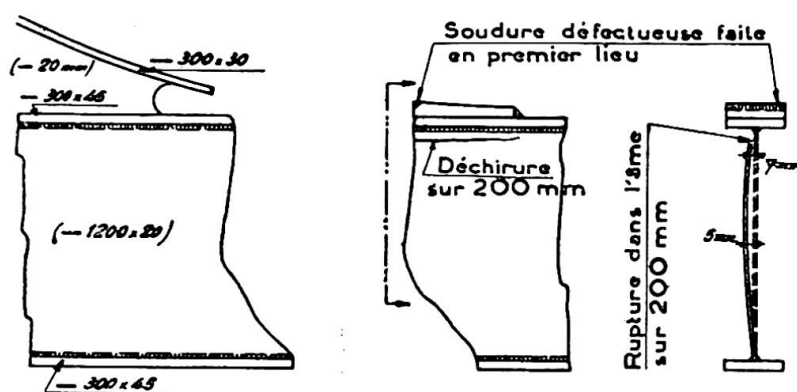


Fig. 9. Rupture d'une membrure inférieure de pont.

Date de l'accident : mars 1938.

Lieu : sur un ouvrage en service depuis plus d'un an.

Température lors de l'accident : normale.

Acier : Thomas ordinaire (nuance 42-50).

Nature de l'accident : rupture d'une membrure inférieure de pont.

Processus probable de la rupture : la soudure, reliant la patte d'attache à la semelle courbe avait été faite en dernier lieu. Elle transformait la base du montant en un véritable tendeur. Cette soudure présentait des défauts, notamment à la racine, parce qu'elle n'avait pas été reprise au dos. La rupture de ce tendeur a provoqué une sollicitation brusque de la membrure sous-jacente.

Facteurs probables : tensions résiduelles importantes dans la soudure de la patte d'attache. — Défauts d'entaille, fissures dans cette soudure. — Métal peu apte par sa nature et ses dimensions à résister aux ruptures sans déformation et aux défauts d'entaille. — Défauts, fissures et sollicitation polyaxée des soudures au collet de la membrure inférieure.

5. EXÉCUTION DE SOUDURES SANS PROGRAMME OU DANS UN ORDRE NON ADÉQUAT

Date de l'accident : mai 1936.

Lieu : au montage, avant la mise en service du pont.

Température lors de l'accident : normale.

Acier : Thomas ordinaire (nuance 42-50).

Nature de l'accident : fissure dans une soudure en X de l'âme d'une membrure inférieure de pont.

Facteurs probables : la soudure des semelles rigides de forte épaisseur ayant été faite en premier lieu, il en est résulté des tensions résiduelles importantes lors de la soudure en X de l'âme. — La soudure de l'âme, faite en montant, présentait des défauts à l'enracinement.

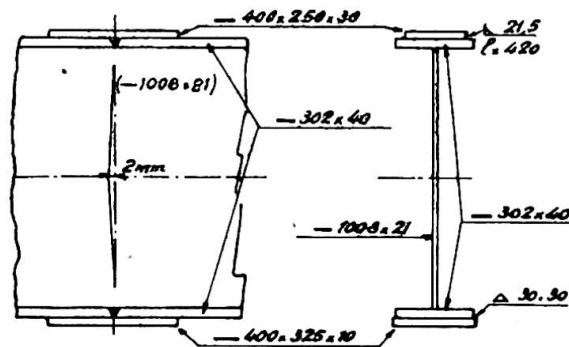


Fig. 10. Fissure dans une soudure en X de l'âme d'une membrure inférieure de pont.

Echecs dus à des conceptions ou exécutions, entraînant des états doubles ou triples de tension

1. ÉPAISSEUR

Les soudures d'éléments de forte épaisseur ont donné lieu à des échecs du fait qu'elles étaient le siège de tensions doubles ou triples. Cet état de

tension favorise la rupture par décohesion prématurée. Pour l'éviter, il faut des aciers calmés, à grains fins, plus résistants à la décohesion et en même temps un préchauffage et un recuit des soudures.

2. INTERSECTION D'ÉLÉMENTS SOUS TENSION ET RÉGIONS DE FAIBLE VOLUME À SOLLICITATION MULTIPLE

Date de l'accident : janvier 1940.

Lieu de l'accident : sur le pont en service depuis plus de deux ans.

Température lors de l'accident : entre -15° et -20° .

Métal employé : acier Thomas (nuance 42-50).

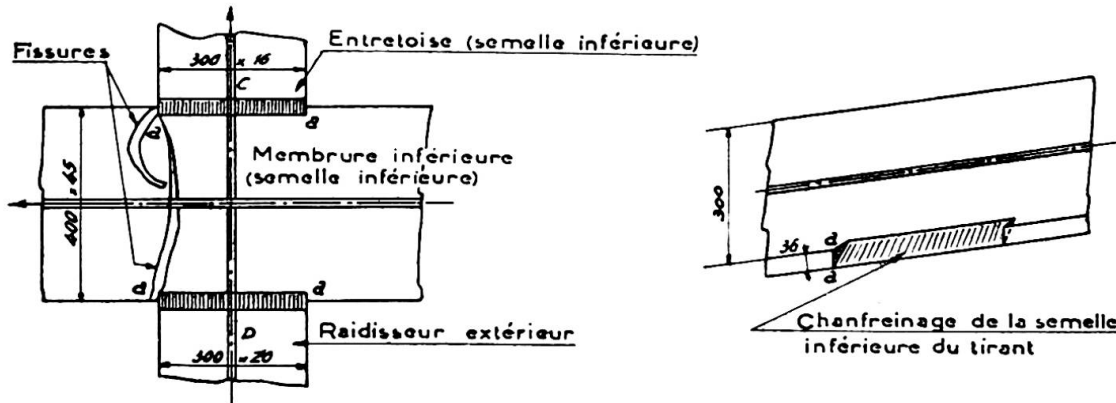


Fig. 11. Rupture de la semelle inférieure de la membrure inférieure du pont.

Nature de l'accident : fissure issue de la soudure raccordant la semelle inférieure de l'entretoise à la semelle inférieure de la membrure formant tirant.

Facteurs probables : soudure à faible volume, à l'intersection à angle vif de deux éléments tendus et soumise à un état de tension double. — Le chanfrein en V, terminé par deux faces verticales à angle vif, constituait une entaille donnant lieu à des pointes de tension et à des amorces de rupture. — Soudures défectueuses, principalement à leurs extrémités. — Température exceptionnellement basse, diminuant la résistance du métal aux ruptures sans déformation.

3. ENTAILLES, DÉFAUTS SUPERFICIELS OU INTERNES ET EN PARTICULIER TOUS LES DÉFAUTS CLASSIQUES DES SOUDURES, SURTOUT À LEURS EXTRÉMITÉS

Dans plusieurs échecs, décrits ci-dessus, il a été signalé que les entailles et les défauts en général créaient des pointes de tension. Comme c'est l'examen radiographique qui a permis de déceler les défauts systématiques des soudures, cette question relève plutôt du chapitre réservé à l'exécution des soudures.

4. CHANGEMENT BRUSQUE DE SECTION

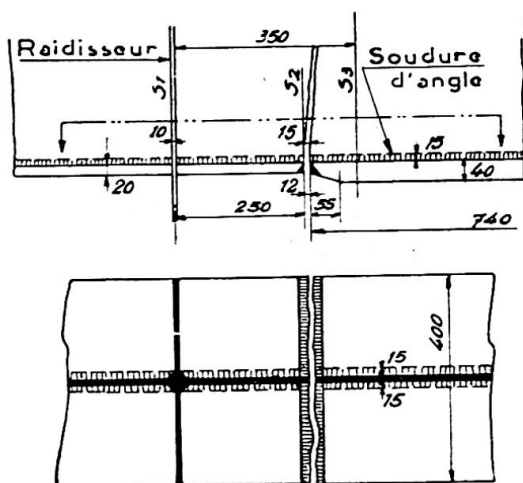
Date de l'accident : juin-juillet 1939.

Lieu de l'accident : sur le pont en service.

Température lors de l'accident : probablement normale.

Métal employé : acier Siemens-Martin (nuance 52-60).

Nature de l'accident : fissure dans la semelle inférieure tendue d'une poutre à âme pleine. Rupture sans déformation. La soudure de la semelle avait été faite avant la soudure d'angle reliant l'âme à la semelle.



Facteurs probables : 1. passage trop brutal d'une épaisseur à l'autre, d'où concentration locale des tensions; 2. fixation des raidisseurs à l'âme et aux semelles ayant provoqué des tensions résiduelles; 3. défaut probable dans les soudures d'angle, soumises à des tensions polyaxées.

Fig. 12. Fissure d'une semelle inférieure tendue d'une poutre à âme pleine.

5. ACCUMULATIONS, INTERSECTIONS ET SURÉPAISSEURS DES SOUDURES

Les accumulations, intersections et surépaisseurs donnent lieu à des tensions résiduelles polyaxées.

L'examen de ce cas fait l'objet du chapitre réservé à *l'exécution des soudures*.

Résumé

Les applications de la soudure ont conduit, en Belgique, à certains échecs, qui se sont révélés dès que les constructions sont devenues plus importantes, nécessitant des épaisseurs plus grandes pour les profils laminés et tôles mis en œuvre. Ces échecs ont donné lieu à des recherches et à des essais, qui ont fait apparaître des particularités erronées dans la conception et l'exécution. Ces recherches ont permis de fixer approximativement les limites d'utilisation des dimensions et des nuances d'acier, en fonction des difficultés constructives propres à chaque construction. La description d'une série d'accidents a pour but de justifier quelques critères constructifs préconisés actuellement en Belgique.

Zusammenfassung

Die Anwendung der Schweissung hat in Belgien zu einigen Rückschlägen geführt, die sich zeigten, als die Tragwerke und damit die Profil- und Blechstärken grösser wurden. Diese Rückschläge veranlassten Untersuchungen und Versuche, die ihrerseits gewisse Fehler in Entwurf und Ausführung aufzuzeigen und eine angenäherte Festlegung der zulässigen Profilstärken und der Materialeigenschaften im Zusammenhang mit den konstruktiven Schwierigkeiten jedes Bauwerkes festzulegen gestatteten. Die Beschreibung einer Reihe von Schadenfällen soll einige heute in Belgien als massgebend angesehene konstruktive Gesichtspunkte begründen.

Summary

The use of welding in Belgium has led to some set-backs, which became apparent as soon as the structures, and consequently the thickness of their sections and plates, became greater. These set-backs caused exami-

nations and tests to be made, which in turn revealed certain mistakes in design and execution and an approximate standard for the permissible dimensions of sections and particularities of materials to be used, in conjunction with the constructive difficulties of each structure. The description of a series of accidents has as its aim the laying down of a number of constructive standards recommended at present in Belgium.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Ia2

Les aciers pour constructions soudées

Materialtechnische Grundlagen der Schweisstechnik

Characteristics of materials for welded structures

R. A. NIHOUL

Ingénieur, Directeur du Centre Belgo-Luxembourgeois d'Information de l'Acier, Bruxelles

Notion de soudabilité

On peut s'étonner aujourd'hui, que le développement prodigieux de la soudure depuis quelque trente ans se soit fait sans que le problème de la matière de base n'ait été pratiquement posé pendant de longues années. On s'est contenté pendant longtemps de dire que l'acier devait être soudable et cette affirmation de principe était, pour beaucoup, résolue d'office. Rappelons qu'à notre connaissance aucun règlement ne comportait de prescriptions particulières pour la matière il y a une dizaine d'années, et que très peu en imposent aujourd'hui encore.

Cependant, dès cette époque, des spécialistes s'intéressaient à la notion de soudabilité et le professeur Portevin de Paris en donnait une définition que nous nous plaisons à rappeler, car, dans son aspect sans doute théorique et complexe, elle posait bien le problème et soulignait l'interférence des problèmes constructifs et des problèmes métallurgiques. La soudabilité, disait le professeur Portevin, est l'aptitude des métaux à fournir, en opérant d'après les règles établies de la soudure, un ensemble compact et continu, exempt de défauts physiques et aussi homogène que possible, c'est-à-dire réalisant au mieux l'uniformité des propriétés demandées, pour l'usage auquel est destinée la pièce soudée.

Retenons cependant plutôt dans la présente note, la définition établie tout récemment par le professeur Campus de Liège :

La soudabilité des aciers de construction est l'aptitude à subir sans insécurité les effets du retrait dans les conditions de l'application.

Jusqu'en 1936, les constructeurs ont considéré que les aciers ordinaires de construction répondaient à une telle condition; le problème de la soudabilité était pratiquement ignoré. La soudure se développait avec succès

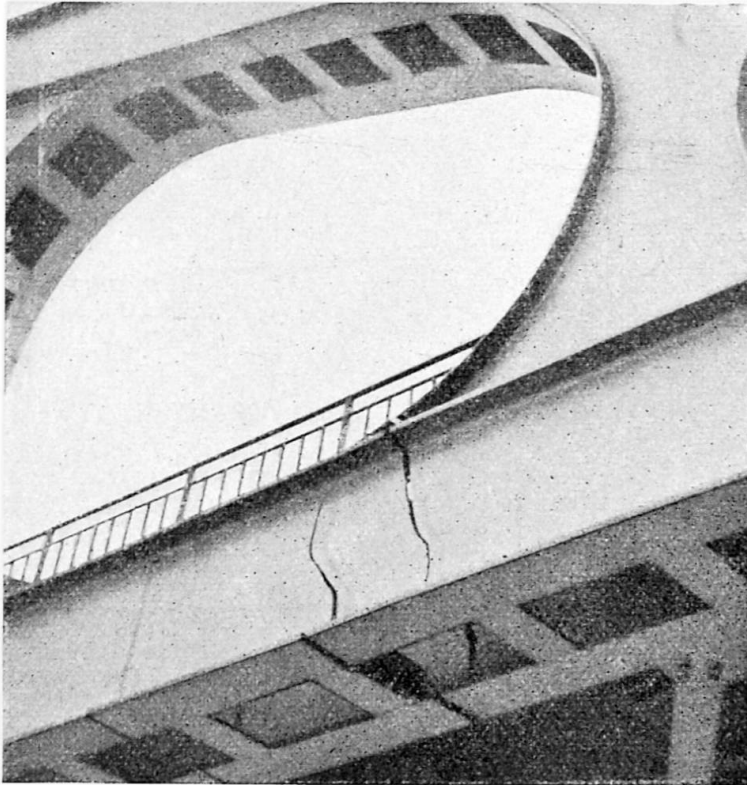


Fig. 1. Fissures produites dans la maîtresse-poutre, du type Vierendeel, du pont de Hermalle au-dessus du canal Albert.

et c'est sans doute en Belgique et en Allemagne que ce développement était le plus important.

Ce n'est pas une coïncidence que de constater, que c'est en Allemagne d'abord, en Belgique ensuite, que de graves accidents mettent un frein à l'enthousiasme des soudeurs. Les premiers accidents se produisent en Alle-

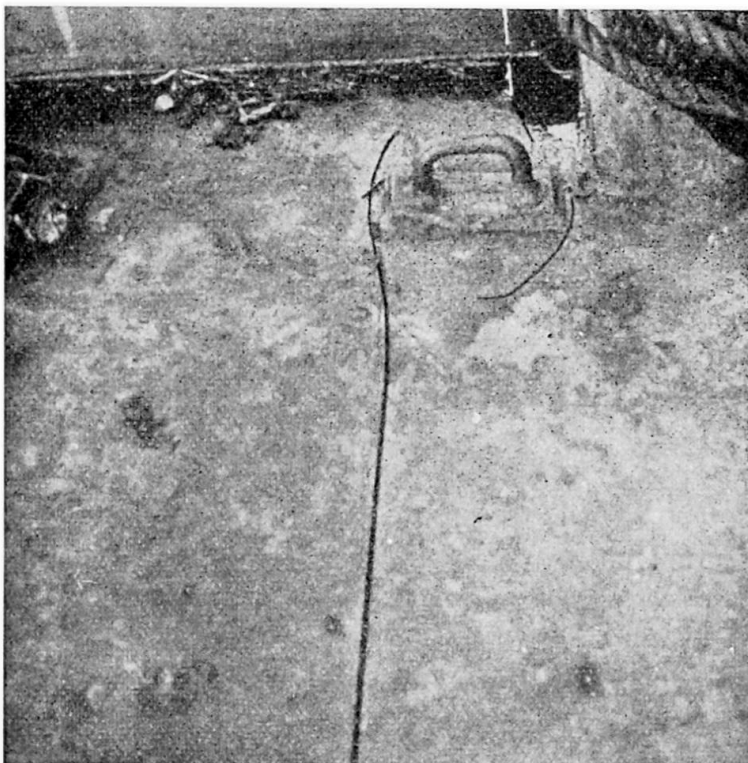
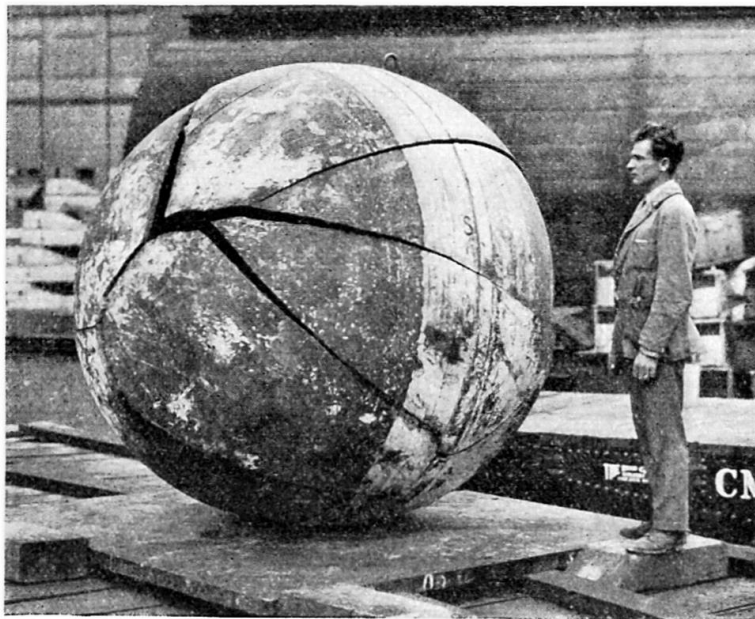


Fig. 2. Fissure dans la tôle de pont d'un cargo américain entièrement soudé du type « Liberty ship ». La rupture sans déformation apparente est à noter.

magne en 1936; en 1938 survient en Belgique le spectaculaire accident du pont de Hasselt et en 1940, d'autres accidents moins graves affectent huit ponts sur les quelque 60 grands ponts soudés. Enfin, à partir de 1942, les constructeurs des États-Unis rencontrent des difficultés semblables, en construction navale cette fois; si seulement huit navires sont perdus par rupture totale, plusieurs centaines de Liberty ships, principalement parmi les premiers réalisés, doivent faire l'objet de réparations importantes.

De tous ces accidents on peut faire aujourd'hui une synthèse, car ils présentent tous des caractéristiques communes (fig. 1, 2, 3) et qui, pour un constructeur métallique, sont nouvelles. Les pièces rompues ne sont ni fléchies, ni pliées, ni tordues, ni déformées; les sections de rupture sont brutales, sans traces d'arrachement, sans allongement ni strictions apparentes. Le métal soudé, et souvent le métal de base, loin des soudures, semble avoir perdu toute ductilité.

Fig. 3. Eclatement d'une sphère par pression hydraulique; cet essai réalisé à la Smith Corporation (U. S. A.) montre un cas de rupture sans déformation apparente.



Sollicitation des aciers

Il a fallu, à la suite de ces accidents, examiner le problème de résistance des matériaux qui se posait; il a fallu pour cela se demander si l'on ne se trouvait pas en présence de conditions de travail absolument différentes de celles connues jusqu'à ce jour. Il était facile d'incriminer la conception même des assemblages soudés; il était également facile d'incriminer le mode d'exécution, les défauts de montage, une main-d'œuvre insuffisante, mais les praticiens ne pouvaient s'empêcher devant la transformation radicale des conditions de réaction du métal, de trouver ces explications insuffisantes.

Habitué à considérer la construction métallique comme l'un des modes de bâtir le plus sûr, et surtout comme système constructif garanti contre les erreurs normales par cette faculté prodigieuse du métal de s'adapter à la sollicitation grâce au palier de plasticité, les praticiens étaient donc inquiets et avaient l'impression que l'intervention systématique de la soudeuse dans les ouvrages d'art les mettait en présence d'un système constructif entièrement nouveau.

A ce point de vue, une expérience réalisée aux États-Unis par la firme A. O. Smith de Millwaukee est significative et donne une clef du pro-

blème; une sphère de 2 mètres de diamètre, constituée par 2 calottes soudées avec soin, ayant subi, après soudure, des traitements thermiques convenables a été soumise à pression interne jusqu'à rupture (fig. 3). Les ruptures sont sèches comme celles de la fonte. Elles se sont produites en pleine tôle et se sont prolongées à travers toute la sphère, sans déformation apparente : un métal soumis à des efforts triaxés (et encore, dans le cas actuel, l'une des trois tensions est nettement plus petite que les deux autres) se rompt sans déformation apparente. Ce phénomène était connu sans doute, puisque dès le début de ce siècle, sauf erreur, des expérimentateurs allemands le mirent en évidence en soumettant à traction lente des éprouvettes entaillées, mais il n'avait pas retenu l'attention des ingénieurs. C'est là qu'est l'un des nœuds du problème.

Essayons de mettre de l'ordre dans les facteurs intervenant dans une construction soudée. Considérons comme données du problème, le fait que l'acier répond aux exigences normales d'une construction rivée; qu'il présente aux essais habituels la ductilité, l'allongement et la striction convenables. Considérons également, comme données du problème, le fait que les électrodes, avant ou après soudure répondent également aux exigences en la matière. Considérons enfin comme données du problème le fait que les soudeurs mis en présence d'une soudure sur éprouvette libre réalisent un joint ayant au moins la résistance du métal de base. Ce faisant, nous éliminerons évidemment de notre raisonnement les malfaçons éventuelles dans le choix des aciers, les malfaçons éventuelles dans la fourniture des électrodes et les malfaçons dans l'exécution des soudures. Cette élimination est justifiée, car si certains incidents doivent avoir, comme l'une de leurs causes, des faiblesses sur les trois points que nous venons d'évoquer, ceci ne constitue certainement pas une règle; d'autre part, à la lueur de nos connaissances habituelles, aucune de ces faiblesses n'aurait pu justifier les catastrophes et surtout la nature des fissures qui se sont produites.

On en arrive donc à rechercher ailleurs les raisons qui ont entraîné la décohésion du métal. Est-il nécessaire, aujourd'hui, de définir ce qu'on entend par décohésion et ce que les Allemands ont appelé *Trennbruch*? Dutilleul a précisé qu'il entendait par là une rupture par séparation inter-cristalline, par opposition à une rupture avec glissement selon les plans. La rupture d'un métal, avec déformation importante, se produit selon un certain nombre de plans et dans certaines zones, jusqu'à épuisement de toutes possibilités de déformation, c'est-à-dire de glissement relatif. Une telle rupture provoque une importante déformation permanente, avant que le métal ne cède. Elle provoque également une grande striction. Elle conduit à une cassure non cristalline, telle que nous les connaissons habituellement. Au contraire, les ruptures rencontrées dans les constructions soudées sont des ruptures sans déformation ou pratiquement sans déformation, sans glissements. La cassure présente des facettes planes de décollement correspondant à des ruptures intragranulaires d'aspect cristallin.

Si l'on étudie la structure cristalline de l'acier, on constate que l'existence d'une tension de traction provoque, dans chacun des cristaux une composante normale et une composante tangentielle. Si la composante tangentielle dépasse la résistance spécifique au glissement, ce qui est le cas le plus courant, il y a rupture après grande déformation. Si, au contraire, la composante normale dépasse en premier lieu la résistance spécifique inter-cristalline il y a rupture sans déformation et dans ce cas, rupture par décohésion.

Pour se trouver dans la première de ces hypothèses, on a le choix entre deux solutions : 1° faire varier le rapport entre les deux tensions et, par conséquent, *rechercher les facteurs d'ordre constructif*, propres à orienter favorablement la sollicitation du métal; 2° faire varier la résistance intercrystalline du métal, soit au glissement, soit à la décohésion et, par conséquent, faire varier les *facteurs d'ordre métallurgique*.

Le facteur constructif a été examiné en tout premier lieu. Or, on constate aisément que, lorsqu'une pièce est soumise à deux tensions perpendiculaires, les composantes normales s'additionnent, tandis que les composantes tangentielles se soustraient, et par conséquent, le rapport entre la tension normale et la tension tangentielle augmente; dans les cas limites même, la composante tangentielle sera nulle. *Lorsqu'on se trouve en présence d'un état de tension biaxé ou triaxé, le métal est sollicité d'une façon telle, que la décohésion est facilitée.* Or, pratiquement, en construction rivée, les pièces sont généralement sollicitées d'une façon simple. Il en est tout autrement dans une construction soudée et ce, pour différentes raisons, toutes très distinctes, mais qui conduisent à solliciter la matière de la même façon. En premier lieu, il est difficile d'envisager un assemblage soudé d'une pièce de quelque importance, sans créer organiquement des tensions transversales importantes. Il y a là un défaut, ou, plus exactement, un fait élémentaire de la construction soudée.

Le traitement métallurgique inhérent à la soudure, provoque d'autre part, l'existence de tensions de retrait souvent voisines de la limite élastique du métal, et dont la direction est souvent perpendiculaire aux sollicitations principales.

En outre, la construction soudée se prête à des variations de dimensions brusques. Elle se prête à l'emploi de sections massives dont la flexion provoque des tensions transversales, qu'on ne rencontre pas dans la construction rivée. La construction soudée se prête à des concentrations d'efforts importants dus à des assemblages ou à des nœuds vitaux. Les effets d'entaille ont de leur côté un rôle décisif; une entaille entraîne une distribution locale non uniforme de tensions et une sollicitation localisée, triaxée. La prédisposition de la construction soudée à l'existence d'entailles de faibles dimensions est évidente.

Ajoutons-y le risque de créer des points faibles par traitements métallurgiques inadéquats du métal, le vieillissement de certaines parties du métal par suite du traitement thermique sous tension.

Les charpentes complexes soudées constituent en conséquence un ensemble constructif entraînant dans le métal une sollicitation plus favorable aux ruptures par décohésion que par déformation plastique.

Conditions métallurgiques de soudabilité

Sachant que telle sera la sollicitation du métal, nous sommes amenés à rechercher les conditions métallurgiques pour y faire face. En cherchant les facteurs métallurgiques influençant la décohésion, on peut regrouper certaines constatations connues.

En fonction de la nature du métal, la mise en parallèle des résultats d'essais de traction statique et des essais de résilience, ou des essais de fatigue, montre des divergences notoires. On peut en déduire, par analogie,

certaines facteurs de nature à favoriser la résistance à la décohésion du métal. C'est ainsi qu'on est frappé de constater la bonne résistance aux chocs ou à la fatigue des aciers calmés, à grains fins, par opposition aux aciers effervescents à gros grain. D'autre part, les aciers ayant pris la trempe, ayant donc une structure principalement martensitique à gros grain, sont très sensibles à la décohésion. Il en est également ainsi des aciers dont la trempe a conduit à une structure mixte, phénomène qui ne doit pas être exclu en soudure.

On constate également que les aciers vieillis artificiellement notamment par un traitement à 200° par exemple, et ceci à la suite d'un écrouissage à froid, sont propres à avoir des ruptures par décohésion. Tous les ateliers de construction, enfin, ont constaté que des aciers traités d'une façon brutale ou à basse température donnent des ruptures dites de décohésion.

Ces constatations générales permettent de tracer le schéma des facteurs métallurgiques, qui, en provoquant des conditions considérées, peut-être arbitrairement, comme analogues aux conditions thermiques et mécaniques résultant de l'emploi de la soudure, favorisent la rupture par décohésion. Les nuances d'acier correspondantes, sont susceptibles de ne pas donner de bons résultats en construction soudée fortement sollicitée.

Une Commission Technique de spécialistes des Aciers pour constructions soudées créée en Belgique a recherché quelles étaient les conditions de réception qui permettraient de fournir un métal ayant une résistance à la décohésion plus ou moins élevée. Par analogie, on a recherché des métaux n'ayant qu'une faible aptitude à la trempe, une résistance aux effets d'entaille, une résistance aux sollicitations triaxées, une résistance au vieillissement. Tous les essais susceptibles de donner des indications sur ces caractéristiques, ont été systématiquement étudiés et notamment les essais suivants :

- Analyse chimique (teneur en soufre, en phosphore, en carbone, en silicium, en gaz);
- Essai de résilience (résilience à l'état naturel, résilience après vieillissement, résilience à basse température);
- Essai de vieillissement;
- Essai de pliage au naturel;
- Essai de trempe;
- Essai de traction;
- Essai de macrographie;
- Essai de texture;
- Contrôle de la grosseur du grain;
- Essais spéciaux Schnadt de résilience sur éprouvette avec noyau;
- Micro-essai avec éprouvette Chevenard.

Enfin, une série d'essais dits « essais globaux » parce qu'ils groupent une série de phénomènes, et qu'ils donnent une indication dont le caractère subjectif est discutable, mais dont les analogies avec les sollicitations de la construction soudée sont incontestables, et notamment :

- Essai de pliage d'un joint soudé;
- Mesure de dureté dans la zone influencée par la soudure;
- Essai de pliage avec cordon superficiel (dit essai Kommerell);
- Essai de pliage après défoncement et entaille (dit essai Hautmann);
- Essai de soudure sous tension (dit essai Swinden & Reeve);

Essai de traction avec cordon superficiel (dit essai Campus);
Essai de traction avec entaille préalable (dit essai Campus).

L'examen méthodique des essais a conduit à en éliminer un nombre important, soit parce que leur valeur sélective n'était pas clairement démontrée, soit parce que leur utilisation, en tant qu'essai de réception de matière, n'était pratiquement pas possible. C'est ainsi, notamment, que quel que soit leur intérêt, la mesure des teneurs en gaz, le contrôle de la grosseur du grain, la macrographie des aciers effervescents n'ont pas paru être des méthodes d'essais à caractère industriel. On a également, renoncé à l'essai de résilience, et à l'essai de résilience sur éprouvette avec noyau, notamment parce que les dispersions étaient élevées, principalement pour les aciers effervescents. Les essais de résilience avec noyau sont, d'autre part, trop récents, pour pouvoir faire l'objet d'une prescription de réception.

La mesure de la trempe, notamment au moyen de l'essai américain Jominy n'a pas été retenue, car il ne semble pas que cet essai présente une efficacité réelle pour les aciers à faible teneur en carbone, comme le sont les aciers de charpente. Les remarquables travaux poursuivis, pendant la guerre, aux Etats-Unis, sur ces essais sont d'ailleurs essentiellement relatifs à des aciers durs ou à des aciers alliés. Il est intéressant de rappeler que l'établissement de courbes Jominy a permis de donner les éléments pratiques des conditions de soudure aux constructeurs mécaniciens, ces éléments ayant comme variables l'intensité du courant électrique à utiliser, le temps et la température de préchauffage, la vitesse de la soudure.

En retenant les autres méthodes d'investigations, la Commission a cherché à définir *les conditions générales de soudabilité métallurgique* limitées au problème de la construction métallique, et aux méthodes de soudure normalement utilisées dans cette industrie, méthodes ne faisant intervenir aucun traitement thermique extérieur préliminaire, simultané ou ultérieur.

Donc, si nous définissons les conditions générales de soudabilité métallurgique, il faut en même temps préciser qu'elles sont valables pour les conditions d'applications que l'on rencontre dans la construction des ponts, des charpentes et chaudronneries plus ou moins complexes. Ce facteur de complexité conduit la Commission à définir la soudabilité pratique, selon différents degrés.

La Commission a estimé, qu'en ce qui concerne *les propriétés chimiques*, la teneur des aciers en certains éléments doit être limitée *du seul point de vue de la soudabilité*. Pour l'ensemble des nuances envisagées, on doit, notamment, considérer les teneurs suivantes comme des plafonds absolus, au-dessus desquels il semble, — dans l'état actuel de nos connaissances, — exister un danger marqué d'effectuer des assemblages par soudure :

- Carbone : maximum 0,18 % pour l'acier Thomas.
- Carbone : maximum 0,20 % pour l'acier Martin calmé.
- Phosphore : maximum 0,08 %.
- Soufre : maximum 0,06 %.
- Phosphore plus Soufre : 0,13 % maximum.
- Silicium : maximum 0,25 %.
- Manganèse : maximum 1,50 % pour l'acier Martin.
- Manganèse : maximum 1,25 % pour l'acier Thomas.

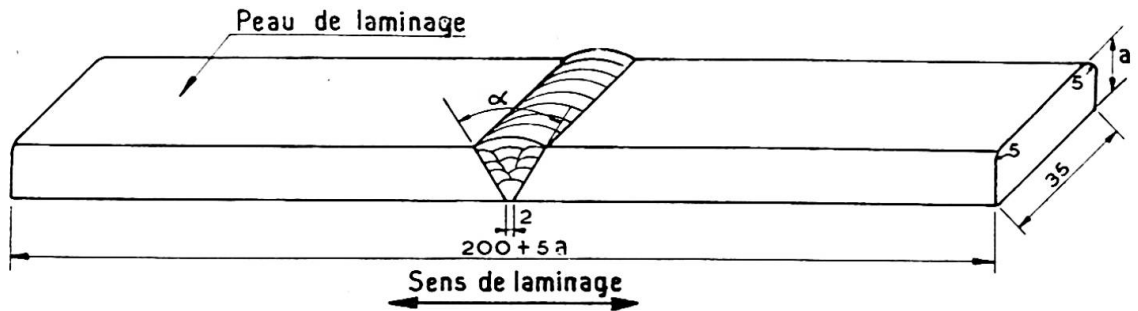


Fig. 4. Forme et dimensions de l'éprouvette de l'essai de pliage d'un joint soudé.

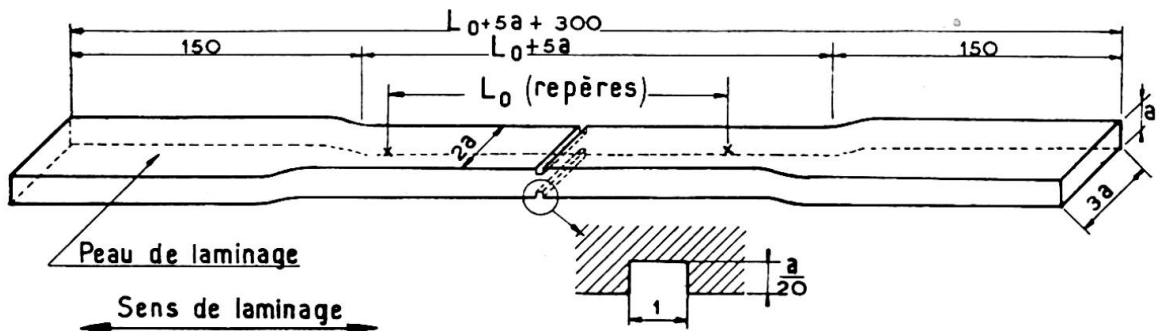


Fig. 5. Forme et dimensions de l'éprouvette de l'essai de traction avec entaille préalable.

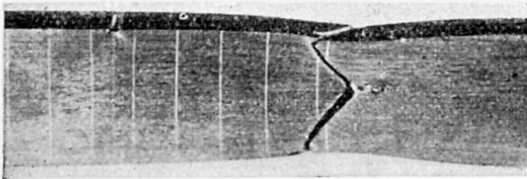
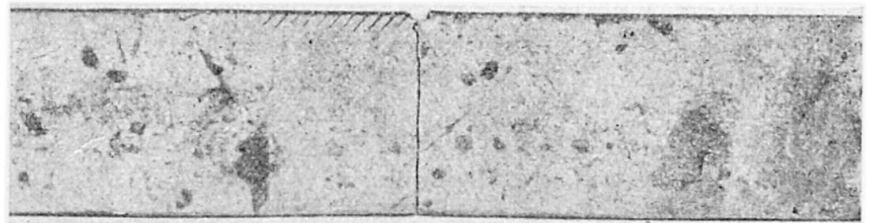


Fig. 6 et 7. Résultats d'essais de traction sur éprouvettes entaillées.

Bon

Mauvais



Ces chiffres s'entendent pour la teneur moyenne relevée sur produits fabriqués.

Du point de vue de la texture, les aciers pour constructions soudées doivent être exempts de défauts macrographiques graves, et notamment de doublures qui sont encore moins admissibles en construction soudée qu'en construction rivée. On cherchera à les déceler par macrographie, découpage au chalumeau ou à la cisaille.

La macrographie sera d'ailleurs exigée pour les tôles et larges plats en acier calmé, à titre de contrôle du calmage et de la nature du matériau. De façon à rendre cet essai macrographique objectif, et soumis aussi peu que possible à l'appréciation personnelle du réceptionnaire, un album de macrographies types a été préparé et édité.

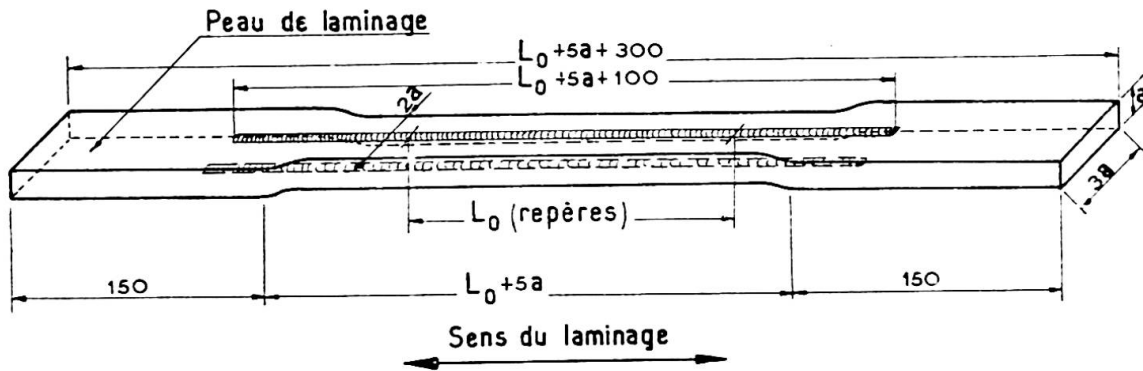


Fig. 8. Forme et dimensions de l'éprouvette de l'essai de traction avec cordons de soudure superficiels longitudinaux.

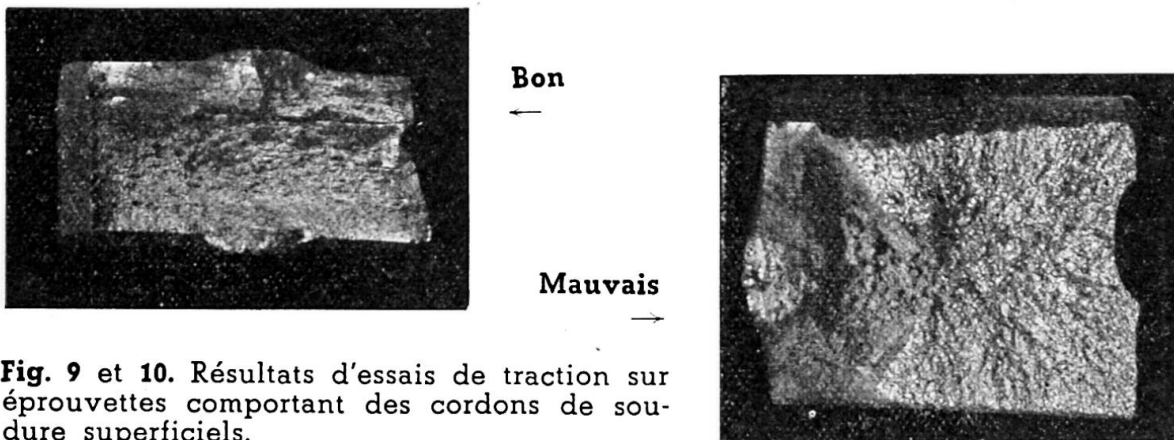


Fig. 9 et 10. Résultats d'essais de traction sur éprouvettes comportant des cordons de soudure superficiels.

En ce qui concerne les essais mécaniques usuels, la Commission insiste pour que ceux-ci aient lieu à une température contrôlée de 15 à 20°. Les spécialistes souhaiteraient d'autre part qu'on puisse imposer des essais en travers pour les produits sidérurgiques autres que les tôles. En l'absence de documentation, ces essais n'ont pas été retenus, mais il a été demandé que des essais systématiques, ayant un caractère indicatif, soient entrepris le plus tôt possible et en premier lieu sur les larges plats.

Outre les essais de pliage habituels, on a retenu le principe d'un essai de pliage après trempe. Ici, aussi, en l'absence de documentation, cet essai n'est pas appliqué à toutes les nuances employées en construction. Son intérêt nous paraît personnellement très discutable car on ne voit pas à quelle préoccupation il peut répondre. Enfin, en ce qui concerne les tensions résiduelles, l'importance que ce facteur présente paraît mériter une étude approfondie dans un proche avenir, en vue d'améliorer les conditions d'exécution des constructions soudées.

Il a été fait alors un choix d'essais spéciaux complémentaires, choix d'autant plus délicat qu'aucun cahier des charges n'a pris position à ce sujet, et que, par conséquent, si dans le domaine scientifique on a proposé et effectué en grande quantité, des essais divers à l'étranger et en Belgique, il était difficile d'affirmer que pour l'un ou l'autre de ces essais, il existât une doctrine d'utilisation basée sur une expérience réelle.

On a retenu les essais suivants qui semblaient le mieux montrer l'aptitude du métal à absorber les fissures éventuelles, à résister à une sollicitation triaxée, enfin, à faire face au vieillissement.

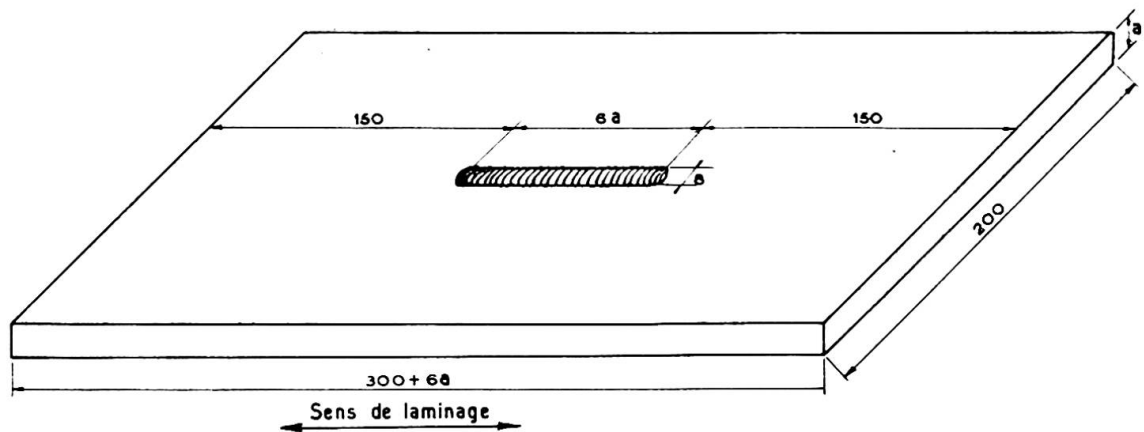
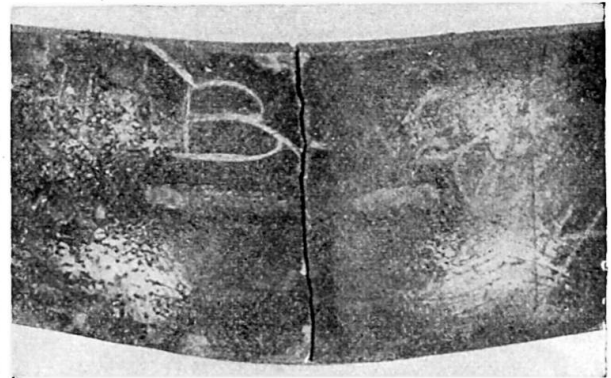
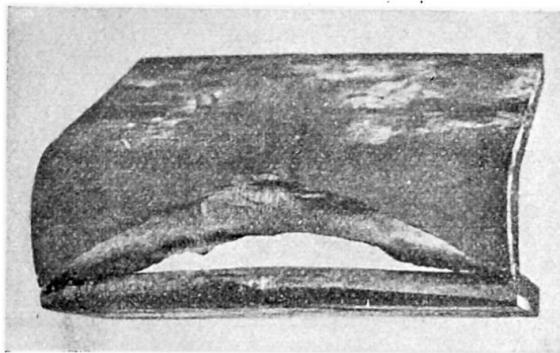


Fig. 11. Forme et dimensions de l'éprouvette de l'essai de pliage avec cordon de soudure déposé dans une rainure longitudinale.

Fig. 12 et 13. Résultats d'essais de pliage d'éprouvettes comportant un cordon de soudure déposé dans une rainure longitudinale.

Bon

Mauvais



1° Essai de pliage d'un joint soudé (fig. 4).

Cet essai classique s'effectue sur l'éprouvette représentée à la figure 4. On peut se demander si cet essai ne présente pas surtout de l'intérêt pour l'agrégation des soudeurs et la réception des électrodes.

2° Essai de vieillissement.

Cet essai consiste à comparer les résiliences à l'état de livraison et après vieillissement artificiel, celui-ci étant obtenu par un écrouissage suivi d'un réchauffage.

3° Essai de traction sur éprouvette entaillée ou sur éprouvette comportant des cordons de soudure longitudinaux, préconisé par le professeur Campus (fig. 5 et 8).

L'expérience a montré que l'essai avec entaille, convient aux aciers de nuances douces, tandis que l'essai avec cordons superficiels convient aux aciers de nuances dures.

4° Essai de pliage d'une éprouvette comportant un cordon de soudure déposé dans une rainure longitudinale (essai dit Kommerell, fig. 11) on essaye de pliage d'une éprouvette comportant une rainure et une entaille (essai dit Hautmann, fig. 14).

Ces derniers essais présentent l'inconvénient de ne pas donner des résultats chiffrables, et, par conséquent, de conduire à un jugement sub-

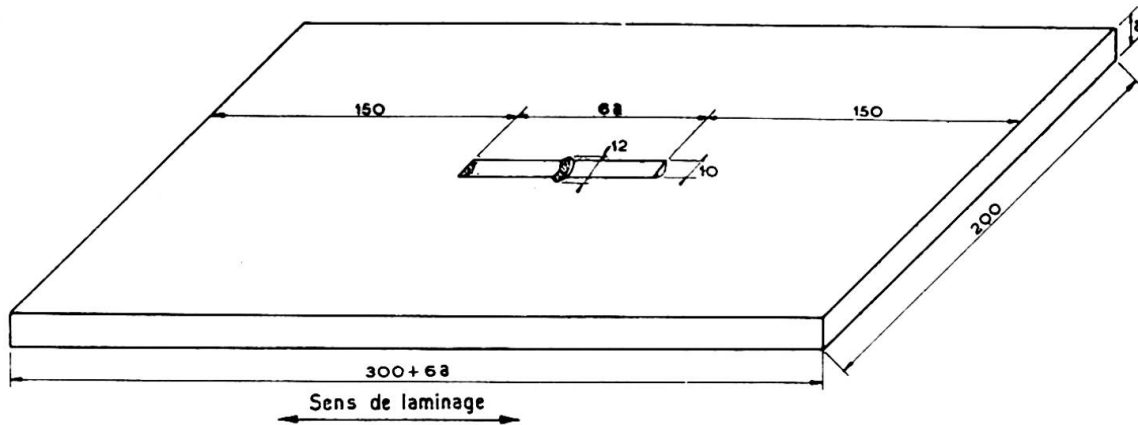


Fig. 14. Forme et dimensions de l'éprouvette de l'essai de pliage avec rainure et entaille.

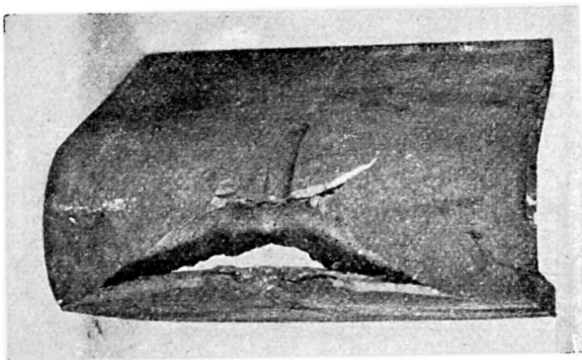
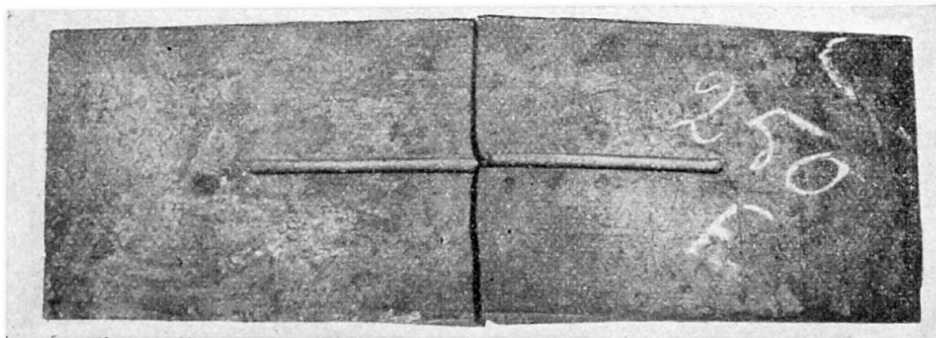


Fig. 15 et 16. Résultats d'essais de pliage d'éprouvettes comportant une rainure et une entaille.

Bon



Mauvais

jectif de la qualité des aciers. La Commission s'est efforcée de corriger cette situation en joignant à la description des essais, des exemples de bonne et de mauvaise réalisation, mais ainsi que le montrent les diverses figures ci-jointes, la réception reste chose délicate.

Essai de spécification de soudabilité

Tels sont les éléments qui ont servi à la rédaction de conclusions techniques et d'une feuille de qualité des aciers pour construction soudée. Cette feuille de qualité, qui a évidemment un caractère provisoire, conduit à l'utilisation des aciers repris au tableau I qui se rapporte en particulier aux barres laminées et profilées.

Désignation abrégée		A 00	A 37	A 37 SC	A 37 HS	A 42	A 42 SC	A 42 HS	A 45 HS	A 52	A 52 HS	
Caractéristiques mécaniques à l'état de livraison, dans le sens du laminage	R (en kg/mm ²)	max 47	37-45	37-45	37-45	42-50	42-50	45-50	45-55	52-62	52-62	
	Re min. (en kg/mm ²) $a \leq 16$ mm	—	24	24	24	26	26	26	30	36	36	
	Coefficient de qual. R + 2,5 A		—	100	100	100	100	100	100	102	105	105
	Simple pliage à froid	Epaisseur de la cale $a \leq 20$	—	0,5 a	0,5 a	0,5 a	a	a	a	2 a	2 a	2 a
		α	—	180°	180°	180°	180°	180°	180°	180°	180°	180°
	Pliage après trempe	Température de trempe	—	—	925°	925°	—	à l'étude		à l'étude	—	à l'étude
		Epaisseur de la cale $a \leq 20$	—	—	1,5 a	1,5 a	—	à l'étude		à l'étude	—	à l'étude
		α	—	—	180°	180°	—	à l'étude		à l'étude	—	à l'étude
	Pliage du joint soudé	Epaisseur de la cale	—	—	2 a	2 a	—	2 a	2 a	2 a	—	2 a
		α	—	—	180°	180°	—	180°	180°	180°	—	120°
Résilience après vieilliss.	Kv (kgm/cm ²)	—	—	—	6	—	—	5	4	—	4	
	$\frac{Kv}{Kl}$	—	—	—	0,6	—	—	0,6	0,6	—	0,6	
Caractéristiques chimiques (maxima)	C %	—	—	0,13	0,15	—	—	0,20	0,18	—	0,20	
	P %	—	—	0,08	0,06	—	0,06	0,06	0,06	—	0,05	
	S %	—	—	0,06	0,06	—	0,06	0,06	0,06	—	0,05	
	P+S %	—	—	0,13	0,11	—	0,11	0,11	0,11	—	0,09	
	Si %	—	—	—	0,20	—	0,20	0,20	0,25	—	0,25	
	Mn %	—	—	—	—	—	0,70	—	1,20	—	1,50	
Autres essais et prescriptions	—	—	—	A-C D-E	—	B	B-C D	B-C D	—	B-C D-F		

AUTRES ESSAIS ET PRESCRIPTIONS

- A = Pliage en long d'éprouvettes défoncées et entaillées, ou traction en long d'éprouvettes entaillées; prévus seulement lorsque l'épaisseur du produit est égale ou supérieure à 18 mm.
- B = Pliage ou traction en long avec cordon(s) superficiel(s) de soudure; prévus seulement lorsque l'épaisseur du produit est égale ou supérieure à 18 mm.
- C = Macrographie (pour l'appréciation, se rapporter à l'*Album de macrographie de la C. M. A.*, édition 1945).
- D = Normalisation imposée pour les produits d'épaisseur supérieure à 25 mm.
- E = Caractéristiques chimiques complétées par : $C + P + S \leq 0,24 \%$.
- F = Caractéristiques chimiques complétées par : $\left. \begin{array}{l} \text{Cu : } 0,25 \text{ \% minimum} \\ \text{Cr : } 0,10 \text{ \% environ, éventuellement.} \end{array} \right\}$

1. L'acier de qualité courante « A 00 » ne peut pas être rouverin. Il doit être ductile à froid, c'est-à-dire que les produits doivent supporter le pliage à 90° sur un mandrin de diamètre égal à quatre fois l'épaisseur. On peut admettre que cet acier présente une limite élastique apparente d'environ 22 kg/mm² pour les épaisseurs inférieures et égales à 16 mm et environ 20 kg/mm² pour les épaisseurs supérieures à 16 mm.

Les barres laminées de diamètre (ou de côté) inférieur à 50 mm et les profilés des programmes normaux de fabrication peuvent être livrés en acier de qualité courante « A 00 ».

2. Sauf spécification spéciale de l'acheteur, le procédé de fabrication est laissé au choix du producteur.

Pour l'acier de qualité courante « A 00 », le procédé de fabrication ne peut jamais être prescrit.

Pour les marques autres que « A 00 », le producteur doit communiquer le procédé de fabrication sur demande de l'acheteur.

Sur demande spéciale de l'acheteur, on peut ajouter 0,25 % min. de Cu aux aciers pour les protéger de la corrosion atmosphérique.

Remarque générale

La garantie de soudabilité peut être exigée suivant les nuances, soit en degré SC (soudabilité courante), soit en degré HS (haute soudabilité).

Les nuances du degré SC ne sont utilisables en construction soudée qu'en deçà d'une certaine limite d'épaisseur et avec toutes les réserves formulées à l'annexe quant à la conception et à l'exécution des ouvrages soudés; cette limite peut atteindre 20 à 25 mm selon les difficultés constructives.

Aciers A 37 et A 42. La soudabilité de ces aciers n'est garantie que lorsqu'ils sont commandés pour répondre en outre aux prescriptions du tableau ci-dessus. Ces aciers sont alors désignés par les appellations A 37 SC ou A 37 HS, A 42 SC ou A 42 HS.

Acier A 45 HS. Cet acier n'est élaboré qu'en nuance HS répondant aux prescriptions du tableau ci-dessus.

Acier A 52. Cet acier n'est pas normalement soudable. Sa haute soudabilité n'est garantie que pour la nuance A 52 HS.

Notations

R : charge spécifique de rupture.

Re : limite apparente d'élasticité.

a : épaisseur du produit, en mm.

A : allongement % sur éprouvettes $K = \frac{L_0}{\sqrt{S_0}} = 8,16$.

L₀ : longueur initiale entre repères.

S₀ : section initiale de la partie calibrée.

K_v : résilience du métal vieilli.

K_l : résilience du métal à l'état de livraison.

Ce tableau est complété par une annexe donnant quelques règles quant aux conditions d'emploi des aciers d'usage général pour constructions soudées à l'arc électrique. Cette annexe est fondamentale; elle souligne le rôle du constructeur dans la construction soudée; elle fait partie intégrante de la feuille de qualité.

Les facteurs constructifs interviennent directement dans la définition de la soudabilité.

Est considéré comme facteur susceptible de modifier la soudabilité, toute particularité de la conception ou de l'exécution dans la mesure où cette particularité :

1° Augmente l'importance des tensions résiduelles;

2° Entraîne un état de tensions se rapprochant de l'état triple isotrope de traction;

3° Entraîne une diminution de la qualité du métal.

Il est remarquable que dans les trois cas cités, l'épaisseur intervient comme une particularité essentielle. Cela incite, à titre d'approximation et dans un but de simplification, à se servir de l'épaisseur maximum des éléments mis en œuvre pour chiffrer le degré de difficulté constructive. On admet donc, d'une façon approximative, que les aciers de soudabilité courante (aciers indexés SC) ne pourront pas être utilisés au delà d'une épaisseur maximum de 20 à 25 mm des éléments assemblés.

Quelques-uns des autres facteurs déterminant la difficulté constructive sont notamment

Pour le cas 1 :

Le degré de raideur des éléments de la construction;

Les intersections des soudures;

L'existence préalable des tensions résiduelles;

L'exécution des soudures sans programme judicieux.

Pour le cas 2 :

L'intersection d'éléments sous tension ou de cordons de soudure;

Les entailles;

Les changements brusques de section.

Pour le cas 3 :

Le cisailage, le poinçonnage, les cintrages à froid;
L'utilisation de la construction aux basses températures;
Les sollicitations par le travers ou suivant l'épaisseur des trempes locales.

Commentaires

L'examen critique de cette spécification conduit à différentes remarques. Du point de vue scientifique, on est frappé de noter combien les constatations et l'interprétation à laquelle elles ont donné lieu en Belgique sont conformes à ce qui a été fait à l'étranger, et, tout spécialement aux Etats-Unis.

Au point de vue pratique, le cahier des charges proposé comporte quelques points faibles, qu'il est essentiel de faire disparaître.

1° Essais de soudabilité. — Les essais proposés constituent évidemment une solution imparfaite pour la réception des aciers, d'une part parce qu'ils sont coûteux, lents et délicats, d'autre part parce que leur interprétation est toujours fonction de la compétence des agents réceptionnaires.

Pour l'instant, cependant, nous ne connaissons pas de test plus simple; il ne faut pas perdre de vue que l'emploi des essais globaux n'est prévu que pour les aciers de haute soudabilité H. S. dont l'utilisation sera toujours très réduite, et dont l'emploi suppose des précautions importantes.

En tout état de cause, d'ailleurs, on pourrait se demander si cette question ne doit pas faire l'objet d'une nouvelle investigation : nos connaissances en matière d'effets d'entailles notamment, ont rapidement progressé au cours des dernières années, et certains facteurs nouveaux sont intervenus quant au comportement des aciers. Parmi ceux-ci, figure tout spécialement la variation de la résistance aux effets d'entaille des aciers en fonction de la température. Des travaux poursuivis, à l'étranger notamment, montrent que ce facteur pourrait peut-être constituer un test élégant pour déterminer la susceptibilité à la fissuration des aciers utilisés dans nos pays. Des essais seront vraisemblablement entrepris prochainement à ce sujet.

Mais le reproche le plus sérieux qui doit être fait à la spécification proposée, est de *ne pas déterminer nettement et clairement les zones d'application des différents aciers.*

L'originalité du document est d'avoir, pour un type déterminé, par exemple pour l'acier ayant une résistance à la rupture comprise entre 37 et 45 kg/mm², créé *plusieurs nuances à soudabilité.* Ainsi est posé le principe que lorsque ce n'est pas nécessaire, il est inutile d'employer des aciers spécialement élaborés, et par conséquent coûteux. Mais d'autre part, le choix de l'acier ne peut être déterminé a priori, trop de facteurs intervenant pour rendre plus dangereuse la sollicitation d'une construction. Ces facteurs sont, par exemple, la complexité des assemblages, l'importance de la variation des tensions, l'épaisseur des profilés mis en œuvre, les conditions de montage, le matériel dont dispose la firme, l'expérience de ses dessinateurs, de ses chefs d'ateliers, de ses soudeurs. C'est l'ingénieur-constructeur qui doit donc prendre sa responsabilité. Encore faut-il qu'il le fasse à bon escient.

Le grand nombre de constructions soudées réalisées, permet de se baser sur les précédents pour faire un choix judicieux d'un acier présentant la sécurité nécessaire et l'économie souhaitable.

1° Sans vouloir prendre, dans ce domaine, une position définitive, on constate que l'acier ordinaire, dit A 37 au tableau I, s'adapte aux exigences, même les plus sévères de la construction rivée. Cette affirmation a été rendue encore plus évidente en Belgique, par les études détaillées faites sur les ponts détruits par explosion en 1940 et en 1944. Le même acier A 37 supporte sans difficultés la soudure, lorsque celle-ci a un caractère simple. Nous n'avons pas connaissance d'un seul accident dans la construction du bâtiment, de charpentes industrielles, enfin, de toutes constructions relativement simples et légères en acier A 37.

2° Pour les constructions où la soudure est employée d'une façon systématique, mais qui ne présentent pas de difficultés constructives exceptionnelles, ni de concentrations de tensions, qui ne mettent pas en œuvre des éléments d'épaisseur tels que les efforts triaxés importants puissent prendre naissance à certains endroits du matériau, l'acier ordinaire, de bonne fabrication convient. Il est utilisé avec succès pour des épaisseurs inférieures à 20, voire même à 25 mm. La nuance de soudabilité courante, dite au tableau I, A 37 SC doit être considérée comme une nuance ordinaire, mais dont la fabrication a été plus étroitement contrôlée que pour les aciers A 37. L'utilisateur a la garantie que la teneur en carbone sera tellement basse que tout danger de trempe est exclu. Enfin, les teneurs en soufre et phosphore, nettement inférieures au plafond de soudabilité fixé, garantissent que la fabrication a été soignée. Il ne nous semble pas qu'il y ait difficulté à utiliser simultanément cet acier A 37 SC et l'acier A 37 HS (haute soudabilité) ce dernier étant limité aux éléments de grande épaisseur (supérieure à 25 mm) fortement sollicités et donnant lieu à d'importantes soudures.

L'emploi de l'acier A 37 SC semble couvrir la très grande majorité des constructions soudées, pour autant que l'étude, l'exécution, le montage et le contrôle de celles-ci soient faits avec soin.

3° Le problème est cependant différent lorsqu'on se trouve en présence d'une construction soudée importante, telle qu'un grand pont, un ouvrage d'art, ou d'une façon plus générale, de toute construction où il est impossible d'éviter des concentrations d'efforts; où il est nécessaire d'employer régulièrement des éléments d'épaisseur supérieure à 25 mm, où l'on n'a pas l'assurance que des sollicitations triaxées ou des effets d'entailles ne sont pas inhérents à la construction elle-même. Dans ce cas, la tâche de construction doit donc être facilitée par la mise en œuvre d'un acier capable de résister avec certitude aux nouvelles sollicitations qui lui seront imposées. Les aciers calmés, quelle que soit leur méthode d'élaboration, peuvent satisfaire à ces exigences, et l'acier à haute soudabilité dit A 37 HS est un acier de caractéristiques mécaniques ordinaires, mais dont ont été contrôlés le calmage, la susceptibilité au vieillissement, la susceptibilité à l'entaille. Son existence doit permettre d'aborder les problèmes exceptionnels de construction soudée.

Le but de la présente communication est de montrer qu'il est possible, sans rechercher des sécurités exagérées, de mettre à la disposition des constructeurs, des aciers dont la soudabilité est adaptée aux sollicitations des constructions dans lesquelles ils seront mis en œuvre.

Les progrès de la construction soudée, permettent aujourd'hui, de réduire les aléas dus à des facteurs constructifs. Dans la plupart des cas, une bonne technique doit permettre l'emploi d'aciers normalement élaborés, mais dans certains cas, le soudeur fera appel à des aciers spécialement élaborés.

Nous souhaitons que la proposition que nous avons commentée, fasse l'objet d'un débat et d'un perfectionnement, lors du Congrès de l'Association internationale des Ponts et Charpentes de 1948.

Résumé

Examen des ruptures survenues dans les accidents de construction soudée, du point de vue de la matière de base. Discussions sur le comportement de la matière de base et sur l'influence de cette matière dans les accidents.

Etude des facteurs qui interviennent dans la soudabilité des aciers, facteurs constructifs, dus à la construction; facteurs métallurgiques dus à la matière elle-même.

Recherche des méthodes d'essai et de réception, susceptibles de donner des indications sur les facteurs métallurgiques. Comparaison de différents essais préconisés.

Influence des propriétés chimiques au point de vue de la soudabilité. Nature de la texture des matériaux. Valeur des essais mécaniques ordinaires. Zones d'application des essais spéciaux et notamment des essais globaux. Influence du vieillissement sur le métal. Contrôle de la susceptibilité à la fissuration et à la sollicitation triaxée (éprouvettes Campus, Kommerell, Hautmann).

L'étude critique de ces différents points de vue faite par une Commission, groupant des producteurs et des utilisateurs belges, a donné lieu à l'établissement de conclusions relatives aux facteurs métallurgiques influençant la soudure et à l'établissement d'une spécification provisoire sur la soudabilité du métal de base.

La Communication après avoir commenté cette spécification, en souligne les conditions d'application.

Zusammenfassung

Prüfung der Risse beschädigter geschweisster Stahlbauten hinsichtlich des Grundmaterials. Verhalten dieses Grundmaterials und dessen Einfluss auf die Unfälle.

Studium der Faktoren, die die Schweissbarkeit beeinflussen: bautechnische Faktoren (abhängig vom Bau); metallurgische Faktoren (abhängig vom Material).

Ermittlung der Versuchs-Methoden und Abnahme-Vorschriften, die Angaben über die metallurgischen Faktoren ermöglichen. Vergleich verschiedener vorgeschlagener Versuche.

Einfluss der chemischen Zusammensetzung auf die Schweissbarkeit. Metallgefüge. Wert der gewöhnlichen mechanische Prüfungen. Grenzen der Anwendung der Spezialprüfungen und insbesondere der « Global »-Versuche. Einfluss des Alterns. Kontrolle der Empfindlichkeit auf Reissen

und auf räumliche Spannungszustände (Campus-, Kommerell- und Hautmann-Proben).

Das kritische Studium dieser verschiedenen Standpunkte durch eine aus belgischen Erzeugern und Verbrauchern zusammengesetzte Kommission führte zu Schlussfolgerungen bezüglich des Einflusses der metallurgischen Faktoren auf das Schweißen und zur Aufstellung einer provisorischen Vorschrift über die Schweissbarkeit des Grundmaterials.

Der Aufsatz kommentiert diese Vorschrift und behandelt besonders ihre Anwendungsbedingungen.

Summary

Fractures due to accidents in welded structures as regards the base metal. Behaviour of the base metal. Influence of this material on welding accidents.

Factors playing a part in the weldability of steel : factors due to the structure; metallurgical factors due to the metal itself.

Research upon testing and reception methods, in view of collecting information on metallurgical factors. Comparison of various proposed tests.

Influence of chemical characteristics on the weldability. Nature of material structure. Value of ordinary mechanical tests. Fields of special tests, especially of « global » tests. Influence of the ageing of the metal. Liability of welding test pieces to cracking and to three axis stresses (Campus, Kommerell and Hautmann test pieces).

The critical study of these points of view by a Committee, composed of Belgian steel manufacturers and users led to conclusions concerning metallurgical factors influencing welding; this Committee set up tentative standards dealing with the weldability of the metal.

This paper comments upon the specification and outlines the conditions for its use.

Ia3

**Une réussite dans l'application de la soudure
à la construction des grands ouvrages :
les ponts de Saint-Cloud et de Neuilly**

**Eine erfolgreiche Anwendung der Schweisstechnik
bei der Erstellung grosser Bauwerke :
die Brücken von Saint-Cloud und von Neuilly**

**The successful use of welding for
the construction of large structures :
the Saint-Cloud and Neuilly bridges**

Service des Ponts et Chaussées du Département de la Seine

L. A. LEVY
Ingénieur en chef
des Ponts et Chaussées
Paris

M. DURAND-DUBIEF
Ingénieur
des Ponts et Chaussées
Paris

G. KIENERT
Ingénieur des Travaux
Publics de l'Etat
Paris

Les ponts de Saint-Cloud et de Neuilly, situés tous deux sur la Seine près de Paris, ont été étudiés et réalisés entre 1937 et 1941 par le Service des Ponts et Chaussées du Département de la Seine pour le compte du Ministère des Travaux Publics du Gouvernement français et du Département de la Seine.

Ces ouvrages comportent d'importantes ossatures en acier à haute résistance entièrement soudé à l'arc électrique, et sont les premières grandes réalisations françaises de ponts métalliques soudés.

Le pont de Saint-Cloud (fig. 1), d'une longueur de 186^m50 et d'une largeur de 30 mètres, comprend sept travées (cinq de 31^m50 de portée et deux de 14^m50) se composant de 13 poutres droites de hauteur constante réunies par des cadres d'entretoisement; ces poutres sont continues sur les 4 premières travées d'une part, et sur les 3 autres d'autre part. L'exécution de la charpente a nécessité la mise en œuvre de 1 700 tonnes d'acier et l'emploi de 1 400 000 électrodes.

Le pont de Neuilly (fig. 3), large de 35 mètres, présente deux arches de 67 mètres et 82 mètres de portée, surbaissées respectivement au dixième et au douzième; chaque arche comprend 12 arcs de section constante avec

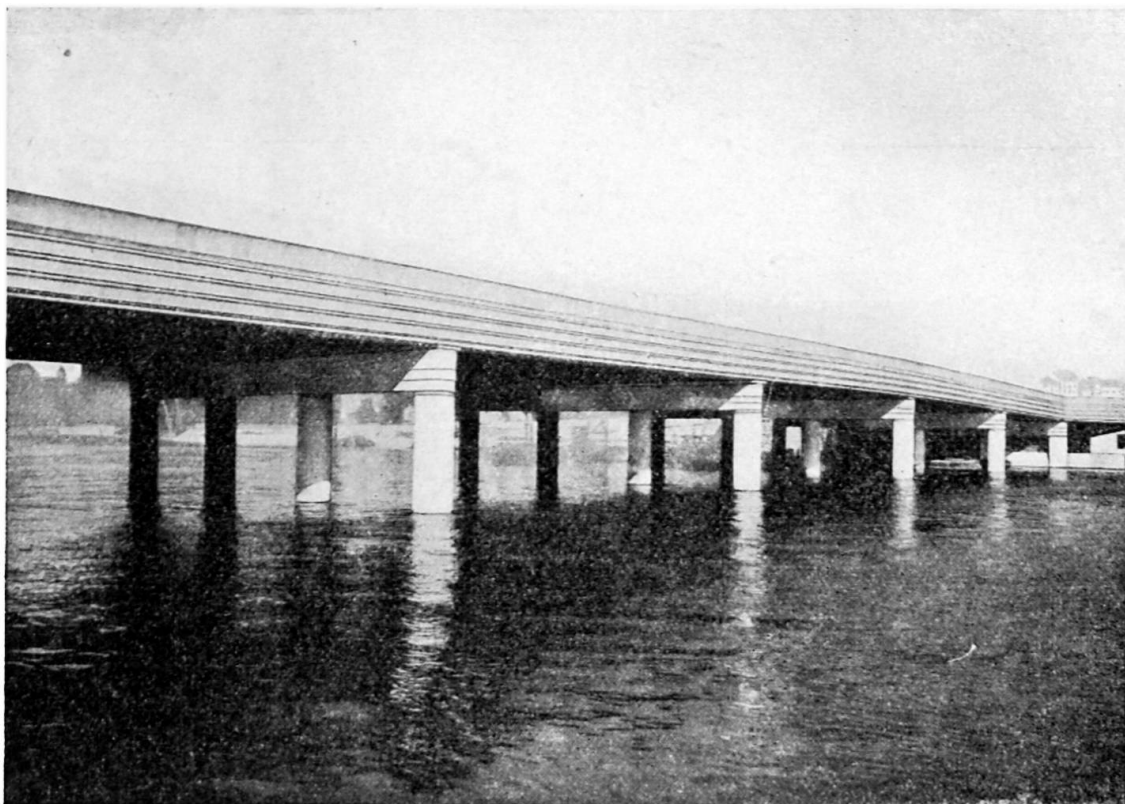


Photo H. Baranger.

Fig. 1. Vue générale du pont de Saint-Cloud.

articulation aux naissances, reliés par des butons et supportant le tablier par l'intermédiaire de montants articulés. L'ensemble de la charpente métallique pèse environ 2 200 tonnes; 1 500 000 électrodes ont été employées à son exécution.

La réalisation de ponts de cette importance en acier à haute résistance soudé constitue une entreprise hardie. On s'efforcera, dans la présente communication, de montrer que ces deux ponts ont pu cependant être réalisés en toute sécurité, grâce au soin apporté dans la préparation des projets et aux précautions prises lors de l'exécution. Le lecteur pourra se reporter, pour le détail de la description de ces ouvrages et de leur réalisation, aux monographies publiées par ailleurs.

Le souci dominant a été de tirer parti au maximum des possibilités offertes par la soudure, en choisissant toujours les solutions propres à ce mode d'assemblage. On peut tout d'abord le noter dans la conception des ouvrages.

C'est ainsi que les poutres du pont de Saint-Cloud sont constituées par une âme pleine et des semelles en plats à téton, assemblées par des soudures bout-à-bout du type en X. Ces poutres supportent directement la dalle

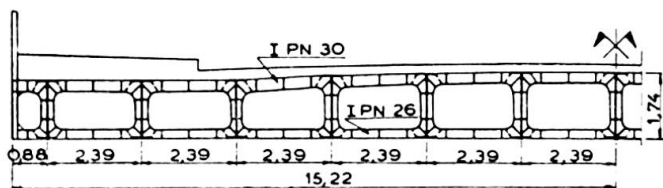


Fig. 2. Demi-coupe en travers du pont de Saint-Cloud, montrant les divers joints d'assemblage, les joints de chantier sont représentés en trait interrompu.

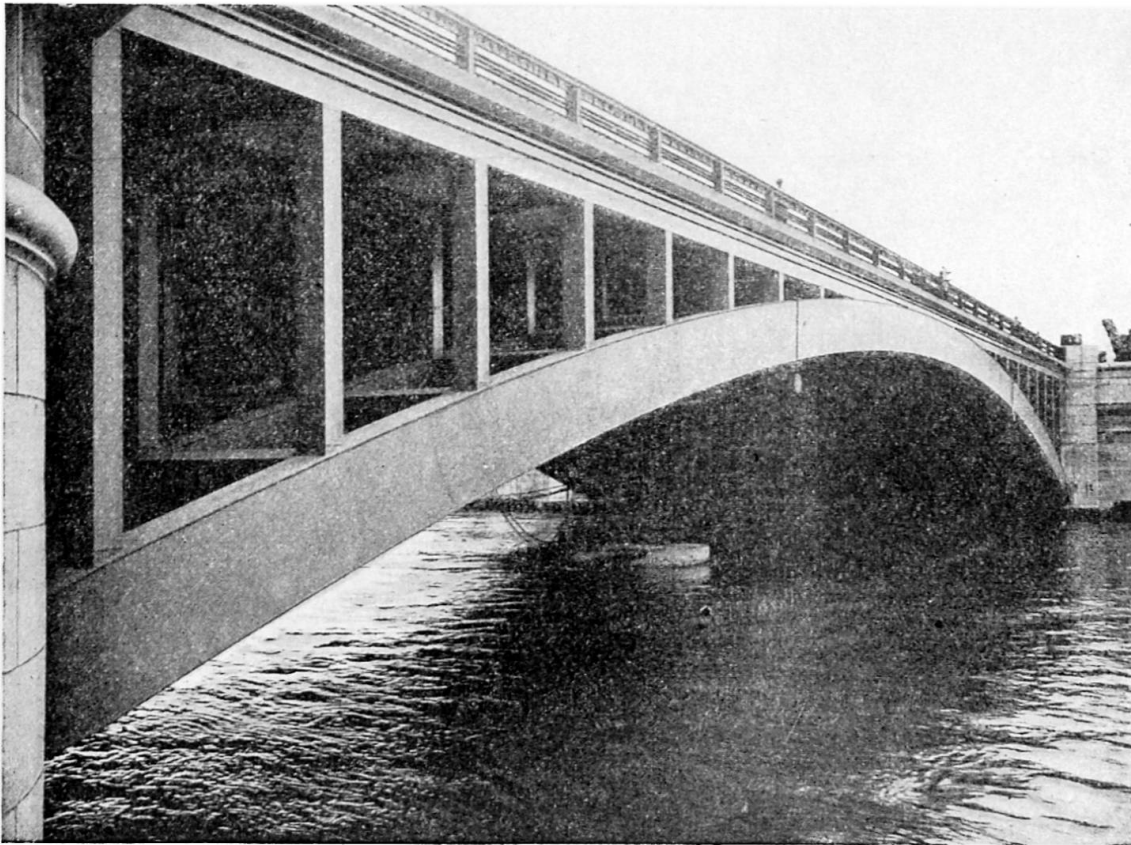


Fig. 3. Vue de l'arche de 82 mètres du pont de Neuilly.

en béton armé de la chaussée et leur hauteur varie d'une poutre à l'autre pour épouser le profil en travers de celle-ci. L'entretoisement est réalisé par des cadres en poutres-échelles de même hauteur que les poutres et dont les membrures inférieures et supérieures sont formées par des poutrelles normales fixées par des soudures bout-à-bout (fig. 2).

Les arcs du pont de Neuilly présentent une section en caisson rectangulaire dont les deux âmes et les deux semelles sont constituées par des tôles et larges plats assemblés par des cordons de soudure d'angle continu (fig. 3). Les butons reliant les arcs entre eux et les montants verticaux articulés sont du même type et n'offrent aucune saillie sur leur surface extérieure, les assemblages étant réalisés par des soudures en chanfrein. Quant au tablier, il est formé par un simple quadrillage d'entretoises et de longerons en poutrelles P N 36.

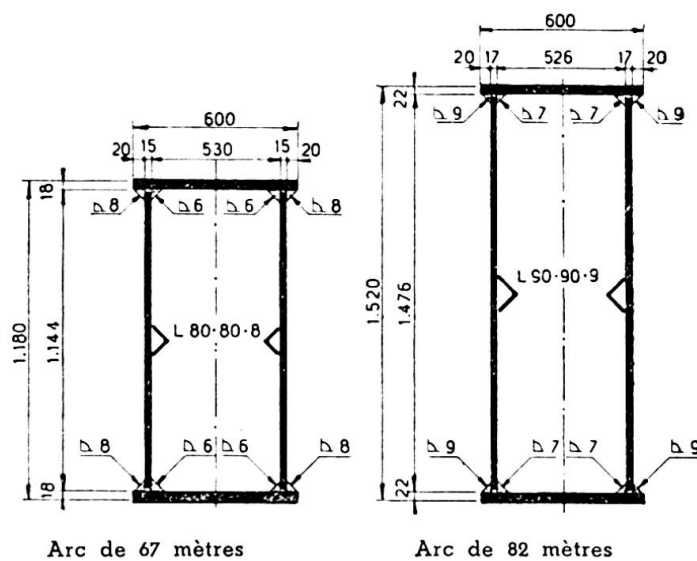


Fig. 4. Sections en caisson des arcs du pont de Neuilly.

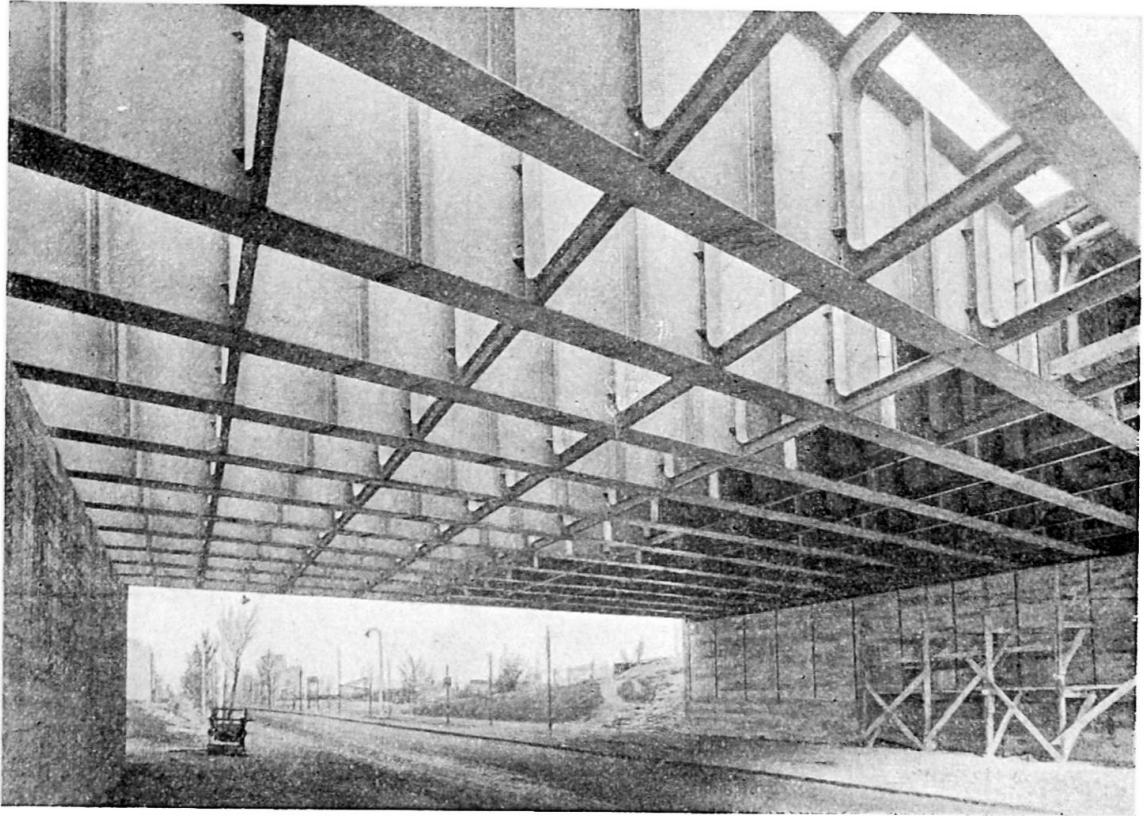


Fig. 5. Pont de la déviation autour de Saint-Denis.

On est donc arrivé à simplifier à l'extrême les éléments constitutifs de la charpente et leurs assemblages mutuels. Il a ainsi été possible d'éviter les accumulations locales de soudures et de réaliser des cordons où l'épauouissement des contraintes provoquées par les opérations de soudage pouvait se faire librement; ceci est de nature à écarter toute crainte d'une rupture inopinée. En outre, on a obtenu pour les ouvrages une grande simplicité de lignes et de formes, d'une valeur esthétique certaine, et qui a permis, pour le pont de Neuilly, l'absence de toute décoration autre que la corniche en tôle pliée au niveau supérieur du pont.

Les dispositions adoptées pour la réalisation des charpentes soudées des ouvrages ont fait l'objet d'études minutieuses et de précautions spéciales.

On s'est attaché tout d'abord à réduire au maximum le nombre et l'importance des soudures effectuées sur le chantier, en faisant réaliser en atelier d'importants tronçons dont les dimensions étaient limitées seulement par les possibilités de transport. Pour inciter les constructeurs à agir dans ce sens, le Cahier des Charges de chaque entreprise spécifiait d'ailleurs que l'Administration ne paierait pas les soudures de chantier, qui seraient considérées comme comprises dans les frais généraux de l'entrepreneur. En atelier, en effet, des dispositifs simples permettent de présenter les pièces de façon que la quasi-totalité des soudures (et en tout cas tous les joints importants) soit exécutée à plat, et de très bons résultats peuvent être obtenus avec des ouvriers de qualification professionnelle courante. L'expérience a, au contraire, confirmé que seuls des soudeurs hautement qualifiés (main-d'œuvre rare et coûteuse) étaient capables d'exécuter correctement

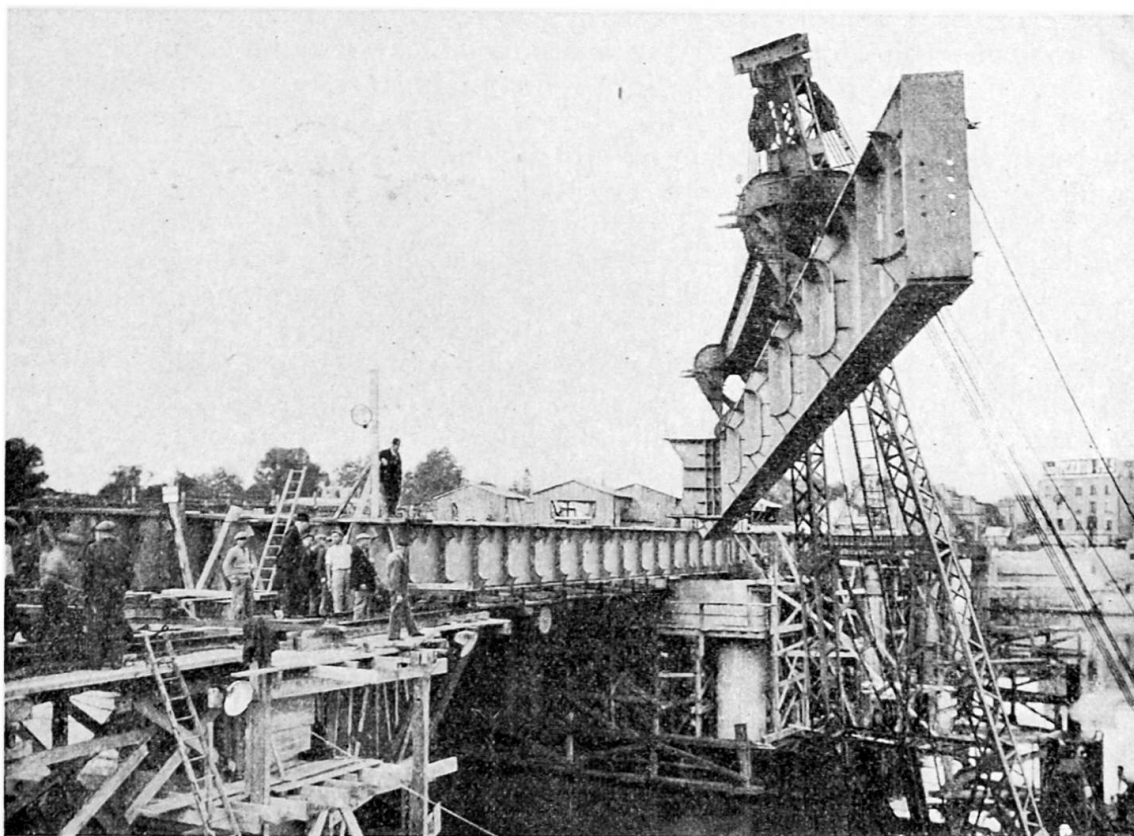


Photo H. Baranger.

Fig. 6. Mise en place des éléments de poutres du pont de Saint-Cloud.

les soudures de chantier, notamment celles au plafond et en corniche montante.

Par ailleurs, la crainte d'introduire dans les pièces des tensions internes importantes et de provoquer des déformations d'ensemble difficilement corrigéables a conduit les constructeurs à éviter tout bridage et à travailler sur des éléments libres de toute contrainte, en suivant et en compensant au fur et à mesure les déformations par un processus approprié d'exécution des soudures. Pour la même raison, l'ordre d'exécution des cordons de soudure sur le chantier a été choisi de telle sorte que le retrait dû aux opérations de soudage puisse se faire aussi librement que possible.

L'application de ces principes a été expérimentée et mise au point au cours de la construction d'un pont à poutres droites de 22^m50 de portée, de type analogue aux travées du pont de Saint-Cloud et situé sur une déviation de route à Saint-Denis (fig. 5). Les poutres de cet ouvrage ont été entièrement construites en atelier et les soudures de chantier ont été ainsi réduites aux seules soudures de jonction des membrures supérieures et inférieures des cadres d'entretoisement. Les études, essais et tâtonnements effectués à cette occasion ont permis d'apprécier exactement les difficultés et d'éviter des fausses manœuvres dans la réalisation ultérieure des grands ouvrages.

Les travaux d'atelier du pont de Saint-Cloud ont comporté l'exécution de tronçons de poutres de grande longueur (30 m environ), avec leurs raidisseurs et leurs amorces d'entretoises. Pour permettre l'exécution des joints en soudure à plat, les pièces étaient, dans l'atelier d'un des construc-

teurs, disposées tantôt sur des bancs horizontaux parfaitement nivelés, tantôt sur des tréteaux inclinés, permettant de les présenter dans la position désirée grâce à des manipulations convenables. L'autre constructeur a atteint le même résultat à l'aide d'un bâti tournant de la longueur des tronçons. Les tronçons de poutre ainsi constitués ont été amenés à pied d'œuvre par voie d'eau et mis en place à l'aide d'engins de levage ⁽¹⁾ (fig. 6). Dans ces conditions, les soudures à faire sur le chantier ont été limitées aux joints entre poutres principales et aux cordons bout-à-bout fixant les membrures haute et basse des entretoises sur leurs amorces en attente. On a d'ailleurs pris soin de disposer les joints de chantier des poutres au voisinage des foyers des poutres continues, donc dans les sections où les fatigues sont les plus faibles. D'autre part, les soudures des cadres d'entretoisement ont été effectuées en commençant à une extrémité de la charpente et dans l'intervalle médian, puis en progressant symétriquement et en éventail par rapport à la poutre centrale.

Pour le pont de Neuilly, les tronçons d'arc exécutés entièrement en atelier avaient une longueur de 22 mètres pour l'arche de 67 mètres (3 tronçons pour un arc) et de 16 mètres pour l'arche de 82 mètres (5 tronçons pour un arc) (fig. 7). La réalisation sans bridage de tronçons d'arc rigoureusement conformes aux dimensions du projet a pu être obtenue en construisant un plan de référence parfait de la longueur totale de l'arc et en respectant rigoureusement un processus minutieux d'exécution des divers cordons de soudure (la fig. 8 en donne un exemple). Le montage sur place a été effectué, par groupe de 4 arcs, à l'aide d'un pont de service métallique de 93 mètres de longueur à deux travées solidaires. La soudure des joints de chantier a été exécutée symétriquement par rapport à la clef, par quatre soudeurs (deux par joint) travaillant simultanément. Par mesure de sécurité, l'arc est renforcé intérieurement, au droit de ces joints, par un manchon soudé sur l'un des tronçons, et sur lequel le tronçon voisin vient s'emboîter, l'emboîtement étant facilité par la forme oblique du joint.

Un soin tout particulier fut exigé également pour l'élaboration du métal de base, qui est de l'acier à haute résistance au chrome-cuivre (Ac 54) du Règlement français. La résistance exigée ne put d'ailleurs être obtenue qu'en se tenant très près du pourcentage maximum accepté pour la teneur en carbone; cette teneur a parfois atteint 0,210 % et même 0,215 dans les pièces de forte épaisseur. Il a d'autre part été constaté que les diagrammes traction-allongement des éprouvettes prélevées dans ces pièces ne présentaient pratiquement pas de palier à la limite des domaines élastique et plastique; or ce palier, comme on le sait, permet l'écoulement des tensions internes provoquées par la soudure et est ainsi un élément important dans la recherche d'un métal éminemment soudable. Les essais effectués ont d'ailleurs montré que l'acier des pièces de faible épaisseur était beaucoup plus satisfaisant à cet égard.

Il apparaît ainsi que l'emploi de l'acier de la nuance française Ac 54 dans la construction d'ouvrages soudés nécessite certaines précautions ⁽²⁾.

Il faut également mentionner à ce propos qu'après divers tâtonnements

(1) La mise en place par lancement avait été proscrite pour éviter des fatigues anormales dans les soudures.

(2) L'acier 54 au chrome-cuivre est d'ailleurs encore plus difficile à river qu'à souder; le Service constructeur a pu s'en rendre compte à l'occasion de l'exécution d'un autre ouvrage.

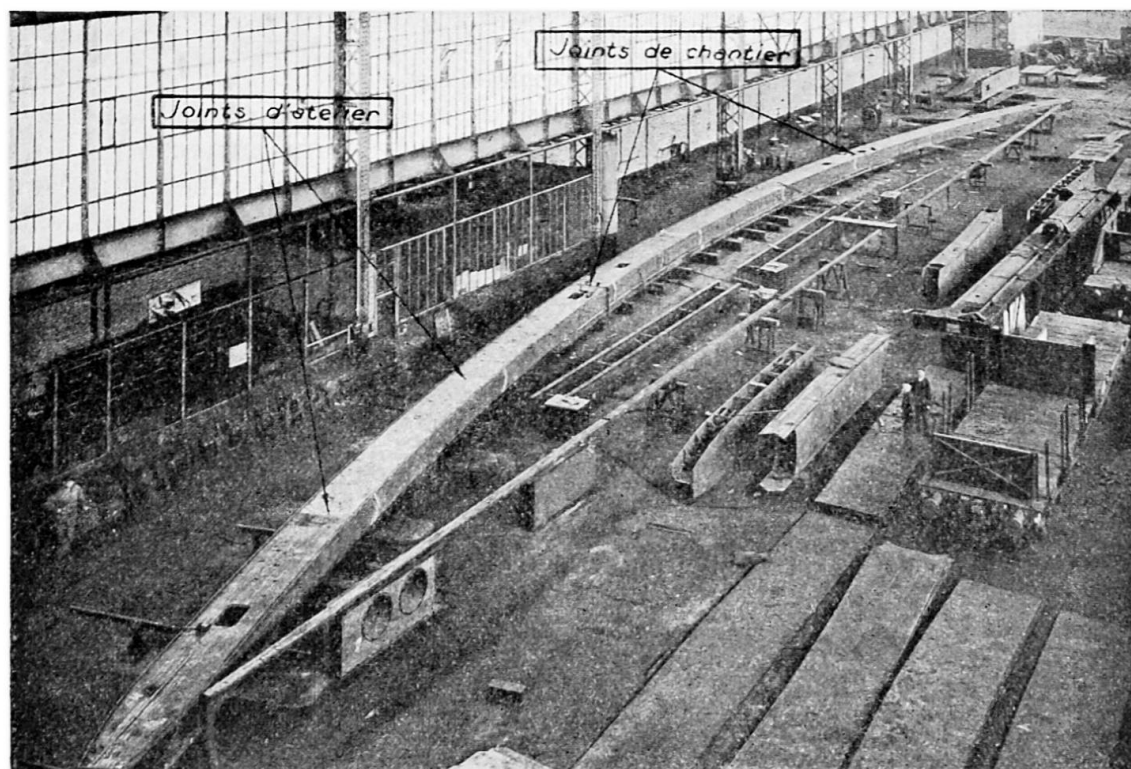


Fig. 7. Construction en atelier d'un arc de 67 mètres du pont de Neuilly.

Fig. 8. Schéma du processus de soudure en atelier d'un tronçon d'arc du pont de Neuilly.

1. Soudure en première passe des cordons a et b, à l'aide de 4 soudeurs (2 par cordon) partant du milieu du tronçon et allant vers chaque extrémité.
2. Retournement du tronçon et soudure en première passe des cordons e et f dans les mêmes conditions que ci-dessus.
3. Soudure en première passe des cordons g et h, à 4 soudeurs.
4. Deuxième retournement du tronçon et soudure en première passe des cordons c et d, à 4 soudeurs.
5. Soudure en deuxième passe des cordons a et b, c et d par 2 soudeurs dans l'arc et 2 soudeurs à l'extérieur.
6. Troisième retournement du tronçon et soudure en deuxième passe des cordons e et f, g et h (voir 5).



on s'est orienté vers l'utilisation d'électrodes dont l'acier présente la plus grande « élasticité » compatible avec la résistance demandée; il apparaît en effet que c'est là la qualité essentielle à rechercher du métal d'addition, et les résultats obtenus dans ce sens ont été très satisfaisants puisque, alors que le Règlement impose pour le métal d'addition un allongement de rupture supérieur à 18 %, les chiffres des essais sur prélèvements ont varié entre 21,50 et 22,50. D'autre part, et toujours pour la même raison, on a utilisé presque uniquement des électrodes de faible diamètre : sur un total de 2 960 000 électrodes, il y a eu 30 % d'électrodes de 3,25 mm, 40 % de 4 mm et 27 % de 5 mm.

Le souci d'avoir le maximum de garantie sur la qualité des joints soudés a conduit à exercer un contrôle sévère et constant sur l'exécution de ceux-ci.

Ce contrôle a porté tout d'abord sur la valeur des ouvriers soudeurs. En dehors des examens d'agrément prévus par le Règlement, chaque

soudeur était tenu de faire figurer au poinçon, à l'origine et à la fin de chaque cordon exécuté par ses soins, la lettre repère qui lui était affectée; d'autre part, les soudeurs travaillaient constamment sous la direction d'un contremaître-soudeur de l'entreprise et sous la surveillance de techniciens de l'Administration spécialistes de la soudure, effectuant un contrôle visuel journalier, complété de temps en temps par un contrôle plus poussé aux points douteux (fraisage ou radios). Cette méthode s'est révélée très efficace, tant par le profitable esprit d'émulation qu'elle crée chez les ouvriers, que par la possibilité qu'elle donne de connaître très rapidement la valeur de chaque soudeur, et ainsi de sélectionner les meilleurs pour les soudures les plus difficiles et les soudures de chantier; c'est ainsi que tous les joints de chantier des poutres principales du pont de Saint-Cloud ont été exécutés par quelques soudeurs soigneusement sélectionnés et spécialement entraînés à cet effet.

Il a été fait également un très large emploi du contrôle radiographique, tant en atelier que sur le chantier (2 400 m de films pour le seul pont de Saint-Cloud). Il est intéressant de noter que ce contrôle a rendu de grands services dans la mise au point de la technique d'exécution des joints, en permettant de suivre l'influence des divers facteurs d'exécution (ouverture de l'angle des chanfreins, écartement des pièces, diamètre des électrodes, reprises à l'envers, etc.) et de modifier ceux-ci jusqu'à disparition complète des défauts constatés. Il a ainsi été possible, notamment, d'éliminer complètement un défaut systématique apparu dans le joint âme-profilé à téton des poutres du pont de Saint-Cloud, en prenant des dispositions particulières pour la présentation des éléments à assembler et l'exécution de la reprise à l'envers.

Ainsi, malgré les graves écueils que présentait à l'époque l'exécution de grands ponts en acier à haute résistance soudé, et grâce au soin et aux précautions apportés dans la conception des ouvrages et dans leur réalisation, les ponts de Saint-Cloud et de Neuilly constituent des réussites certaines à l'actif de la soudure. Leur exemple doit inciter les constructeurs à utiliser de plus en plus ce nouveau mode d'assemblage, dont l'emploi rationnel apporte un grand progrès dans la technique de la construction métallique: réduction des poids et construction très homogène, cette dernière qualité se révélant dans l'aspect même des ouvrages.

La brièveté voulue de cette communication ne nous a pas permis d'approfondir les questions suivantes qui, pour le progrès de la technique de la construction soudée, mériteraient certainement de plus longs développements :

1. Recherche d'un acier à haute résistance éminemment soudable;
2. Avantages et inconvénients de l'emploi des plats à téton;
3. Difficultés de laminage des profils en Acier 54 (risques de pailles et feuillures);
4. Fabrication et recette des électrodes;
5. Joints soudés à l'atelier et au chantier;
6. Contrôle des soudeurs et des soudures.
7. Influence de divers facteurs sur la résistance des joints soudés (correction des déformations par martelage; meulage des cordons de soudure; température au moment de la soudure).

Résumé

Les ponts de Saint-Cloud et de Neuilly sur la Seine, construits entre 1937 et 1941, en acier à haute résistance entièrement soudé à l'arc électrique, sont les premières grandes réalisations françaises de ponts métalliques soudés. Le premier, d'une longueur totale de 186^m50, est un ouvrage à poutres continues sous chaussée de hauteur constante. Le second présente deux arches, de 82 et 67 mètres de portée, à arcs multiples du type à caisson et articulés aux naissances.

La présente communication montre le soin et les précautions apportés dans la conception et l'exécution de ces ouvrages. Des précisions sont fournies à ce sujet sur les points suivants :

1. Simplification des éléments constitutifs de la charpente;
2. Dispositions prises pour la réalisation en atelier et sur le chantier;
3. Elaboration du métal de base et choix des électrodes;
4. Contrôle des soudeurs et des soudures.

En définitive, les ponts de Saint-Cloud et de Neuilly constituent des réussites certaines à l'actif de la technique de la soudure et doivent inciter au développement de celle-ci.

Zusammenfassung

Die Brücken von Saint-Cloud und von Neuilly über die Seine, erbaut zwischen 1937 und 1941 in hochwertigem Baustahl und vollständig mit Lichtbogen geschweisst, sind die ersten grossen Verwirklichungen geschweisster Stahlbrücken in Frankreich. Die erste mit einer Gesamtlänge von 186^m5 ist ein durchlaufender Balkenträger von konstanter Höhe mit oberliegender Fahrbahn. Die zweite umfasst zwei Brückenbogen von 82 und 67 m Spannweite aus zahlreichen gelenkig gelagerten Bogenträgern mit Kastenquerschnitt.

Der vorliegende Aufsatz zeigt die Sorgfalt und Vorsicht, die beim Entwurf und bei der Ausführung dieser Bauwerke aufgewendet wurden. Folgende Punkte sind dabei ausführlicher behandelt worden :

1. Vereinfachung der Bauelemente der Tragkonstruktion;
2. Hinsichtlich der Erstellung in der Werkstätte und auf dem Bauplatz getroffene Anordnungen;
3. Bearbeitung des Grundmaterials und Wahl der Elektroden;
4. Kontrolle der Schweisser und der Schweissung.

Die Brücken von Saint-Cloud und von Neuilly stellen bemerkenswerte Erfolge der Schweisstechnik dar und dürften einen Beitrag zu deren Entwicklung leisten.

Summary

The Saint-Cloud and Neuilly bridges over the Seine, built between 1937 and 1941 of high tensile steel entirely welded by electric arc, are the

first big French instances of welded steel bridges. The former, with a total length of 186^m50 (615 ft), a structure with continuous roadway-bearing girders of a constant height. The latter has two arches with spans of 82 m (269 ft) and 67 m (220 ft) respectively, multiple arc of the trough type and with abutment hinges.

The present communication shows the care and precautions taken in the planning and execution of these structures. Specific information is supplied on this subject as regards the following points :

1. Simplification of the individual parts of the framework;
2. Arrangements made for construction in the workshops & site of work;
3. Elaboration of the basic metal and selection of electrodes;
4. Control of welders and welding materials.

Thus it can be stated that the Saint-Cloud and Neuilly bridges are definite successes in the realm of welding technique and should encourage development of the latter.

Ia4

La soudure à l'arc dans la construction métallique en Suède

Die Lichtbogenschweissung im Stahlbau in Schweden

Arc welding in steel structures in Sweden

CARL T. INGWALL

Civilingenieur, Norrköping

Der heutige Entwicklungsstand der schwedischen Schweisstechnik dürfte vielleicht am besten aus einem Bericht über einige hierzulande während der letzten Jahre ausgeführte Brückenkonstruktionen hervorgehen.

1. Eisenbahnbrücke über einen grösseren Fluss
mit Stahlüberbau in vollständig geschweisster Ausführung

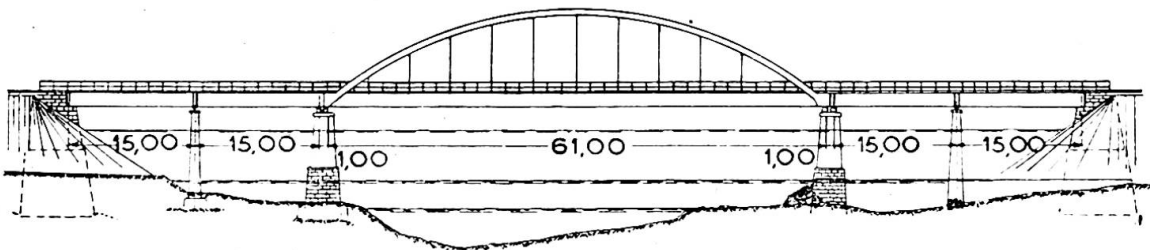


Abb. 1. Ansicht der Brücke in vollständig geschweisster Ausführung.

Diese Brücke, die früher aus drei Blechbalken mit Stützweiten von 30 + 61 + 30 Metern bestand, wurde bei der ersten Umbauetappe mit neuen Uferpfeilern in der Mitte der alten Seitenöffnungen versehen, wodurch die Stützweiten 15 + 15 + 61 + 15 + 15 Meter wurden. (Abb. 1.)

Man dimensionierte die neue Brücke sowohl für eine Eisenbahnbelastung mit Achsendrücken von 20 Tonnen (Abb. 2), als auch für eine aus drei Achsendrücken von 25 Tonnen mit gegenseitigem Abstand von 1^m50 bestehende Lastgruppe. Der dynamische Einfluss der Eisenbahn-

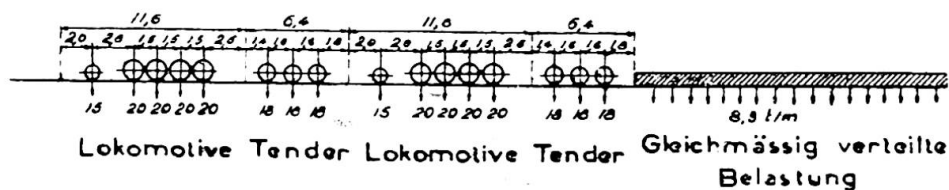


Abb. 2. Belastungsbedingungen der Eisenbahnbrücke.

belastung und der Lastgruppe wurde unter Annahme einer Geschwindigkeit von 100 km/Stunde berechnet.

Die erwähnte Lastgruppe von 3 Achsendrücken zu 25 Tonnen ist mit Rücksicht auf schwere Spezialwagen angenommen worden, damit die Sekundärkonstruktion (Längs- und Querträger) und ihre Anschlüsse die erforderlichen Festigkeiten erhielten. Die Seitenöffnungen bestehen aus geschweissten, über die neuen Uferpfeiler durchgehenden Vollwandträgern mit den Geleisen auf Holzschwellen und den Quer- und Längsträgern so angeordnet, dass die Unterkante der Schwellen in gleicher Höhe mit der Oberkante der Hauptträger ist. Damit wird der spätere Austausch der Schwellen erleichtert.

Da die Seitenöffnungen von geringerem Interesse sind, wird im folgenden nur die Bogenkonstruktion behandelt.

Die Hauptöffnung besteht aus durch Vollwandträger versteiften Stabbogen mit Hängestangen aus Rundstahl (Langer'scher Balken). Die Brücke ist in Baustahl St.44 ausgeführt und ganz geschweisst.

Die Lieferungsvorschriften verlangten die Einhaltung der folgenden Analysenforderungen :

C max.	0,20 %;
P max.	0,06 %;
S max.	0,06 %;
P + S max.	0,10 %.

Die Versteifungsträger sind wie die Hauptträger der Seitenöffnungen als I-förmige Träger mit einer Höhe von 2 000 mm und einer Gurtbreite von 400 mm ausgebildet. Die Gurtdicke beträgt 32 mm und ist somit ziemlich mässig.

Das Geleise wird auch in der Hauptöffnung von Längs- und Querträgern getragen, welche auf gleiche Weise wie in den Seitenöffnungen angeordnet sind und welche dieselben Hauptmasse haben. Die Längsträger sind auf die Querträger aufgelegt und als durchgehende Balken ausgebildet (Abb. 3).

Die Gurte bestehen aus sogenannten Nasenprofilen und die Verbindung zwischen Gurt und Steg ist als Stumpfnah ausgebildet. Bei der Herstellung der Versteifungsträger in der Werkstatt schnitt man zuerst Gurtplatten, bezw. Stegbleche zur erforderlichen Länge.

Die X-Nähte zwischen Stegblech und Gurtplatten wurden danach bei wagrecht liegendem Trägerteil geschweisst (Abb. 4). Stegbleche und Gurtplatten befestigte man zuerst auf einer Seite mit etwa 100 mm langen Hilfsnähten im Abstand von 700 mm. Dann wurde der Träger gewendet und die Naht auf der anderen Seite von 4 Schweissern gleichzeitig und symmetrisch von der Mitte aus nach den Enden hin verschweisst (Schweissnaht auf dem Bilde mit 1 bezeichnet). Darauf hat man den Träger wieder

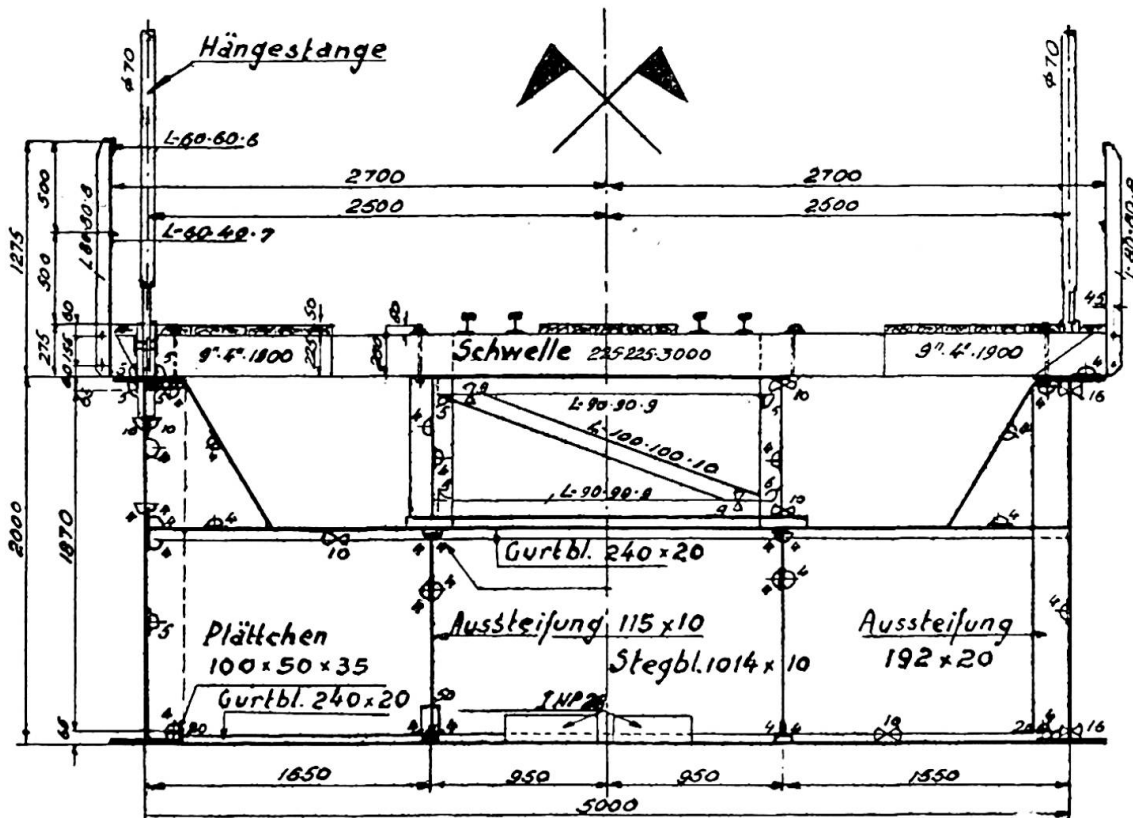


Abb. 3. Querschnitt.

gewendet und die Wurzelseite der fertig geschweissten Hälfte der X-Naht ausgekreuzt. Dabei wurden auch die Hilfsnähte entfernt. Zum Schluss verschweisste man noch die andere Hälfte der Naht (auf dem Bilde mit 3 bezeichnet).

Während dem Zusammenschweissen eines der Teile des Verstärkungsträgers wurden Dehnungsmessungen ausgeführt, hauptsächlich um festzustellen ob es möglich sei, unter den bei der praktischen Arbeit in der Werkstätte waltenden Verhältnissen die beim Ausführen der Halsschweißnähte im Trägermaterial entstehenden Spannungen zu bestimmen. Die mit Huggenberger-Tensometer ausgeführten Messungen wurden jedoch durch die übrigen, in der Werkstatt gleichzeitig vor sich gehenden Arbeiten gestört. Beim Schweißen der ersten Seite der Halsnaht entstanden keine nennenswerten Dehnungen und somit auch keine Spannungen an den Messstellen. Beim Schweißen der anderen Seite wurden dagegen, und zwar weil die schon ausgeführte Schweißnaht die Schrumpfung verhinderte, grössere Dehnungen gemessen, entsprechend Spannungen bis etwa 550 kg/cm^2 .

Die Bogen (Abb. 5) werden aus Gründen der Knicksicherheit durch zwei Stegbleche $600 \times 15 \text{ mm}$, die oben mit einer Gurtplatte $660 \times 20 \text{ mm}$ verbunden sind, gebildet. Als untere Gurtung sind zwei

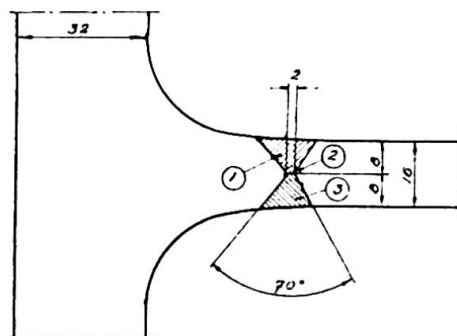


Abb. 4. Raupenfolge in einer X-Naht zwischen Stegblech und Gurtplatte.

rechnungsmässig festzustellen und wegen der Massabweichungen und Exzentrizitäten, die beim Schmieden und Gewindschneiden entstehen können, als unsichere Bau-Elemente behandelt. Deshalb wurde eine Hängestange mit den dazu gehörenden Anschlüssen in natürlicher Grösse hergestellt und unter Messung der Spannungszunahme in den verschiedenen Querschnitten bis zum Bruch belastet. Das Resultat zeigte eine regelmässige Steigerung der Spannungen bei steigender Last und zufriedenstellende Festigkeit der Konstruktion. Der

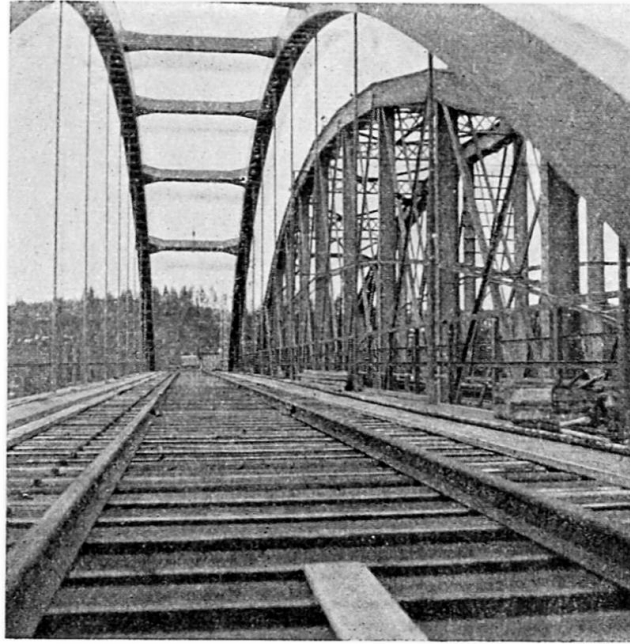


Abb. 6. Oberer Windverband zwischen den Bogen.

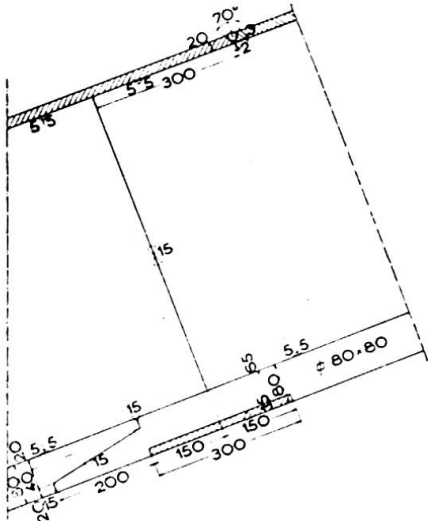


Abb. 7. Stosstelle, die ein zu grosses Schweissvolumen vermeidet.

Bruch entstand im oberen, mit Gewinden versehenen Teil der Hängestange bei einer Belastung von 200 Tonnen, was als ein befriedigendes Resultat angesehen werden muss. Die berechnete maximale Belastung der Stangen beträgt 45 Tonnen. Bei der Belastungsprobe wies der geschweisste Anschluss der Hängestange keinerlei Anzeichen des Fließens oder der Formänderung auf.

Bei der Montage wurden zuerst die Versteifungsträger verlegt und zusammengesweisst. Gleichzeitig wurden die Querträger und Längsträger an Ort und Stelle gebracht. Danach hat man die Bogen und ihren Quer-

verband auf Gerüsten montiert und zusammengesweisst. Zuletzt wurden die Hängestangen eingebaut.

Die Ausführung der Montagesösse in Versteifungsträger und Bogen geht aus Abb. 9 hervor. Diese Stösse (auf dem Bilde mit M bezeichnet) wurden ihrer grossen Bedeutung wegen mit besonderer Sorgfalt ausgeführt.

Abb. 10 zeigt die Schweissnaht des Stosses des Obergurtes

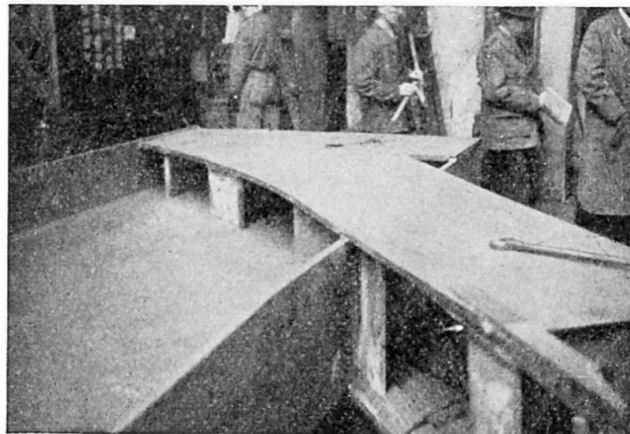


Abb. 8. Anschluss des Bogens an den Versteifungsträger.

des Versteifungsträgers, welche als U-Naht ausgeführt worden ist. Auch die Naht des unteren Gurtes ist U-förmig ausgebildet, unter Vermeidung von Ueberkopfschweissung. Einzig die Schweissung der Wurzelraupen der Gurtnähte nach dem Auskreuzen wurde als Ueberkopfschweissung ausgeführt. Die Naht des Stegstosses ist als X-Naht ausgebildet.

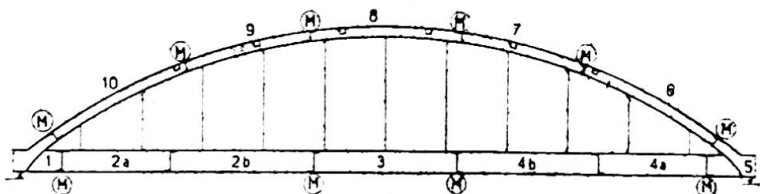


Abb. 9. Lage der Montagestösse, mit M bezeichnet.

Im Detail wurden die Montagestösse des Versteifungsträgers folgendermassen ausgeführt: Zuerst hat man die zu stossenden Trägerteile mit Hilfsblechen (Abb. 11) aneinander befestigt, mit einem Zwischenraum der Stossflächen von 2 mm, entsprechend den bei der Abkühlung nach dem Schweissen entstehenden Schrumpfungen. In der Verlängerung der beiden Enden der unter 45° zur Längsrichtung des Trägers geneigten Schweisstellen der Gurtstösse wurden Hilfsbleche angeschweisst, damit bis in die äussersten Fasern der Gurte vollwertige Nähte erhalten werden konnten (Abb. 12). Nach beendetem Schweissen wurden diese Hilfsbleche weggemeisselt und die Gurtnähte geschliffen.

Abb. 13 dient zur Erläuterung der Reihenfolge der Arbeiten beim Schweissen des Stosses. Zuerst legte man zwei bis drei Schweissraupen als Heftnähte in Ober- und Untergurt (1). Dann wurden Stegblech und Gurte *gleichzeitig* von drei Schweissern bearbeitet. Im mittleren Drittel

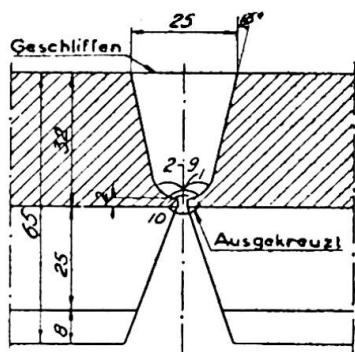


Abb. 10. Obergurtstoss.

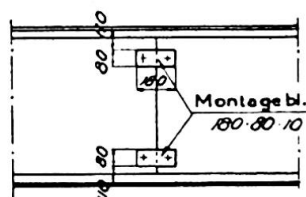
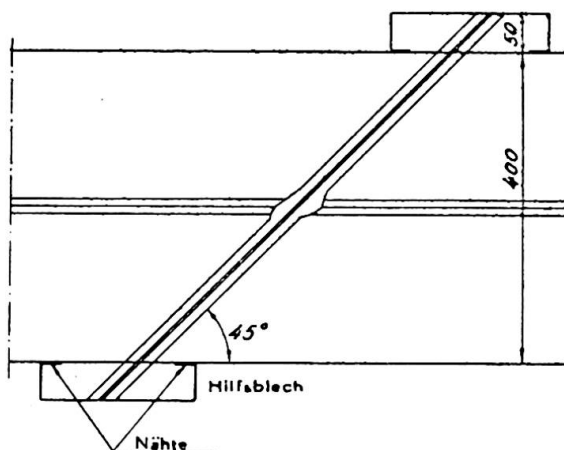


Abb. 11.
Montagestoss.

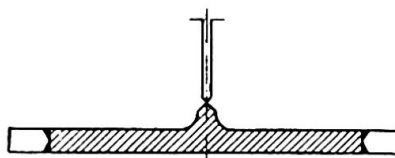


Abb. 12. Montagestoss.

des Stegbleches wurde eine Raupe von etwa $1/3$ des endgültigen Volumens der V-Naht (2) gezogen, worauf die Montagebleche entfernt wurden. Dann schweisste man das untere und darauf das obere Drittel des Stegstosses in gleicher Stärke. Nach dem Auskreuzen der Wurzelseite wurden die Schweissraupen auf der anderen Seite des Stegstosses in derselben Stärke und Reihenfolge gezogen. Darauf wurde die Naht auf der zuerst geschweissten und schliesslich auf der Gegenseite ganz gefüllt. Das Schweissen des Stegstosses führte man stets von unten nach oben durch.

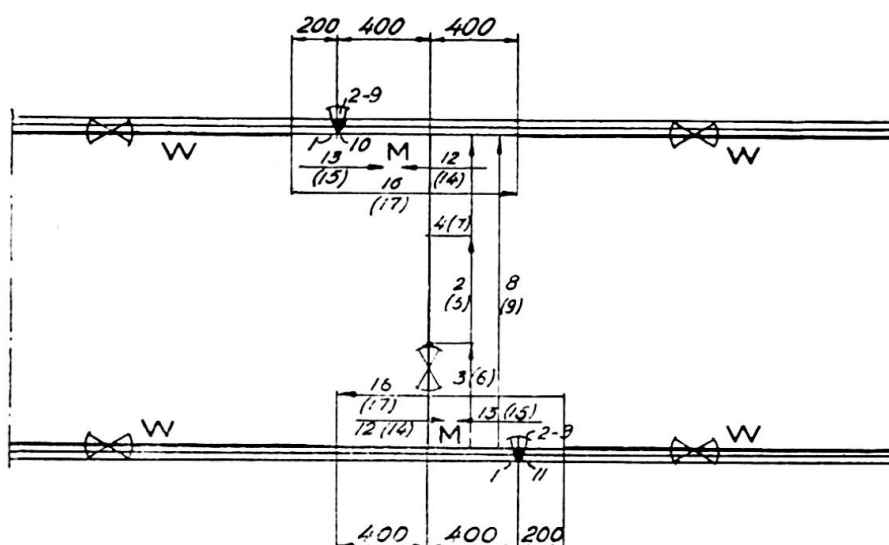
Die Arbeiten 1-9 führte man abgesehen vom erwähnten Wegmeisseln der Hilfsbleche ohne Unterbruch durch. Nach der Fertigstellung der Stösse im Steg und in den Gurten wurde die noch ungeschweisste Stelle am Hals bearbeitet, in der auf der Abbildung bezeichneten Reihenfolge und Richtung. In diesem Falle waren keine besonderen Spannvorrichtungen zur Erleichterung der Schrumpfungen erforderlich. Der Träger ruhte nämlich während dem Schweissen auf Rollen in festen, geschmierten Lagerschalen. Der Widerstand gegen die Bewegung des Trägers bei der Schrumpfung war somit ziemlich gering. Es würde zu weit führen, auch über die Reihenfolge des Schweissens bei den Bogenstössen und Längsträgerstössen zu berichten, welche im Prinzip mit derjenigen des Versteifungsträgers übereinstimmt. Auch für diese Stösse und für den Anschluss der Querträger an die Hauptträger waren im voraus sorgfältige Pläne ausgearbeitet worden.

Die Ausführung der Schweissungen in der Werkstätte und auf dem Montageplatz wurde, soweit es das zur Verfügung stehende Personal erlaubte, so sorgfältig wie möglich kontrolliert. Röntgenphotographien waren dabei natürlich ein wertvolles Hilfsmittel. Die Kostenfrage setzte der Röntgenprüfung eine Grenze. Es wurden jedoch alle Querverbindungen und die unteren Hals-Schweissnähte der Versteifungsträger auf diese Weise geprüft. Im Zusammenhang mit der Frage der Zweckmässigkeit der gewählten konstruktiven Lösung wäre natürlich auch eine lückenlose Röntgenprüfung der oberen Hals-Schweissnähte sehr erwünscht gewesen. Da aber die geprüften unteren Schweisstellen gute Ergebnisse zeigten, glaubte man auf die umfassende Prüfung verzichten zu können. Die Schweisstellen in den Bogen, die nur auf Druck arbeiten, sind mit Ausnahme der Querstösse nicht mit Röntgenstrahlen geprüft worden.

Abb. 13.
Reihenfolge der Arbeiten beim Schweissen der Montagestösse.

M : Montageschweissung.

W : Werkstattschweissung.



Das beschriebene Bauwerk, die erste grössere vollständig geschweisste Eisenbahnbrücke Schwedens wurde im Jahre 1942 gebaut und ist seit Jahresbeginn 1943 einwandfrei im Gebrauch.

2. Viadukt für ein Güterzugsgeleise über einen Bahnhof



Abb. 14. Ansicht einer Eisenbahnbrücke mit konstantem Krümmungshalbmesser.

Das Erweiterungsprojekt der Bahnhofanlagen einer grösseren schwedischen Hafenstadt umfasst auch ein neues direktes Geleise für Güterzüge nach einem Rangierbahnhof, das über einen etwa 250 m langen Viadukt und Damm führt. Die Anwendung der einen oder anderen Bauweise war von den Verhältnissen im Baugrund abhängig. Der Viadukt überbrückt u.a. zwei Eisenbahnlinien, von denen eine elektrifiziert ist.

Die Fundamente bestehen aus Eisenbeton und sind in der üblichen Art und Weise ausgeführt worden. Die Zwischenstützen der durchgehenden Ueberbauten sind als Stahlpfeiler auf Fundamenten aus armiertem Beton ausgebildet.

Der Viadukt liegt in einer Kurve von 240 m Radius. Sein Stahlüberbau besteht aus drei durchlaufenden Vollwandträgern über je drei Oeffnungen und fünf durchlaufenden Vollwandträgern über je zwei Oeffnungen und ist für Lokomotiven mit 25 Tonnen Achsendruck berechnet und mit Haupt-, Längs- und Querträgern ausgebildet worden. Wegen des Aussehens sind die Hauptträger in Anpassung an die Geleisekurve auf die ganze Länge des Viadukts mit konstanter Krümmung ausgeführt worden (Abb. 14). Die Längsträger sind von Querträger zu Querträger geradlinig ausgebildet. Die Schwellen liegen direkt auf den Längsträgern. Die Ueberhöhung der Schienen wird durch Unterlageklötzchen zwischen Schwelle und Schiene gewährleistet.

Bei der Berechnung der Hauptträger hat man die durch die Krümmung der Träger in der Horizontalebene verursachten zusätzlichen Spannungen berücksichtigt.

Das Krümmen der Gurtbleche der Hauptträger wurde vor dem Zusammenschweissen von Stegblech und Gurt ausgeführt und geschah in der folgenden Weise: Man legte den Gurt auf eine Spantrichtplatte aus gegossenen, perforierten Eisenplatten flach auf und spannte ihn mit Dornen fest, welche in je 2-3 Metern Abstand in Löcher in den Platten eingetrieben wurden. Dann bog man das Werkstück mittelst einer beweglichen 50 Tonnen-Pressen durch, die zwischen die Dornen gesetzt und ebenfalls

mit diesen befestigt wurde. Die Krümmung des Gurts wurde während der Bearbeitung durch die Presse mit einer Holzschablone kontrolliert. Um eine Beschädigung der Gurtkanten durch die Dorne zu vermeiden, wurden zwischen diese und den Gurt Keile eingetrieben. Auf diese Weise wurde Stück für Stück kalt abgebogen. Die grösste Dimension eines Gurts betrug 400×43 mm.

Wie aus Abb. 15 hervorgeht waren die Gurte als Nasenprofile ausgebildet. In Uebereinstimmung mit den massgebenden Vorschriften wurden sämtliche Gurtstösse in 45° zur Hauptkraftrichtung ausgeführt, weshalb die Schweissnaht als dem Grundmaterial gleichwertig betrachtet werden kann. Abb. 16 zeigt den Anschluss des sekundären Längsträgers an den Querträger und des Querträgers an den Hauptträger. Zur Gewährleistung der Kontinuität der sekundären Längsträger über den Querträgern sind die Obergurte der Längsträger mit einer Lasche verbunden worden, welche durch einen Schlitz im Querträger geführt worden ist. Dies geschah, um im Steg des Querträgers eine Kraftüberleitung senkrecht zur Walzrichtung zu vermeiden, da man dabei Gefahr läuft, dass « pipes » und Doppelwetzungen vorkommen. In Bezug auf den Anschluss des Querträgers an den Hauptträger ist zu bemerken, dass das Schweiessen senkrecht zur Hauptkraftrichtung des Trägers vermieden worden ist und dass die Hals-Schweissnähte zwischen den Steg- und Gurtblechen des Hauptträgers nicht durch die Kehlnähte der Versteifungsbleche gestört werden.

Der Stahlüberbau ist vollständig geschweisst mit Ausnahme der Anschlüsse des Windverbandes zwischen den Untergurten der Hauptträger, wo Nieten zur Verwendung kamen.

Die Zwischenstützen bestehen aus zylindrischen Stahlsäulen, die beidseits mit Lagern versehen sind. Diese können nach oben und nach unten

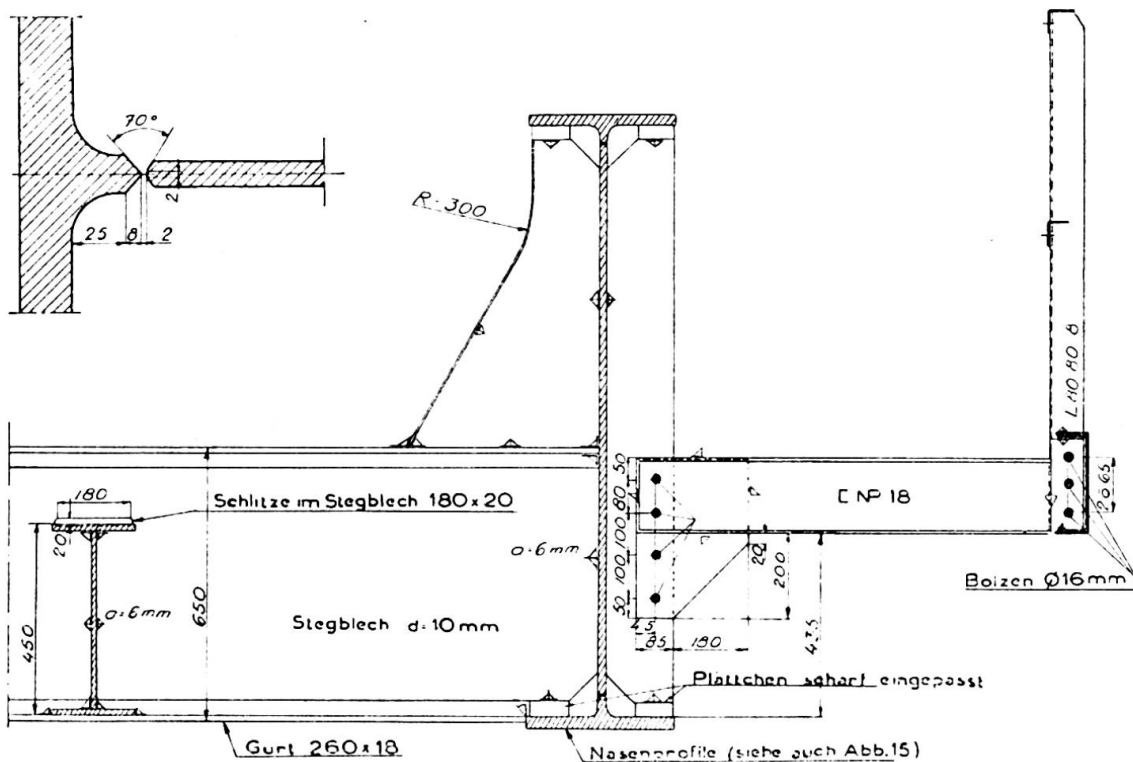


Abb. 15 und 16. Hauptträger und Anschluss der Querträger.

gerichtete Vertikalkräfte aufnehmen und ermöglichen gleichzeitig Bewegungen in der Horizontalebene. Sowohl die beweglichen als auch die festen End-Auflager sind zur Aufnahme nach oben gerichteter Kräfte ausgebildet. (Bei einer bestimmten Lage der Verkehrslast könnte sich sonst ein Brückenteil heben.) Jeder Träger wurde in der Werkstatt von Hand geschweisst und als ganzes Stück nach dem Bauplatz transportiert, wo der Zusammenbau der verschiedenen Brückenteile stattfand. Das gesamte Stahlgewicht, einschliesslich der Pfeiler, beträgt 330 Tonnen.

Die Brücke wurde im Jahre 1947 fertiggestellt.

3. Ortsbewegliche Kriegsbrücken

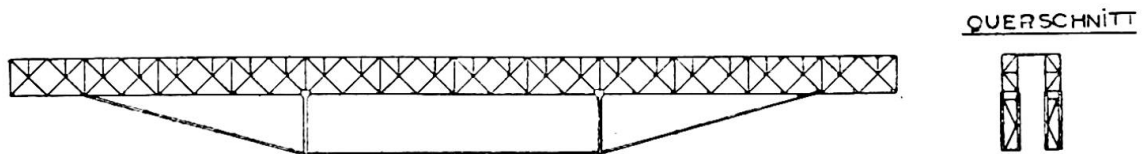


Abb. 17. Ansicht und Querschnitt der Brücke.

Für die schwedische Armee wurden während des letzten Krieges ortsbewegliche Kriegsbrücken hergestellt (Abb. 17). Diese Brücken bestehen aus vollständig geschweissten Elementen aus Rohren (Abb. 19), welche durch Kupplungsvorrichtungen (Abb. 20) in den gewünschten Längen zusammengebaut werden können. Bei grösseren Spannweiten und höheren Belastungen kann ein Zugband an die Untergurte der Brücke angebracht werden. Die Elemente messen 3 000 mm in der Länge, 1 500 mm in der Höhe und 600 mm in der Breite. Die Untergurte bestehen aus 80 mm — Rohren von 6 mm Blechstärke; die Rohre der Vertikalen und Diagonalen haben einen Durchmesser von 57 mm und eine Blechstärke von 3 mm,

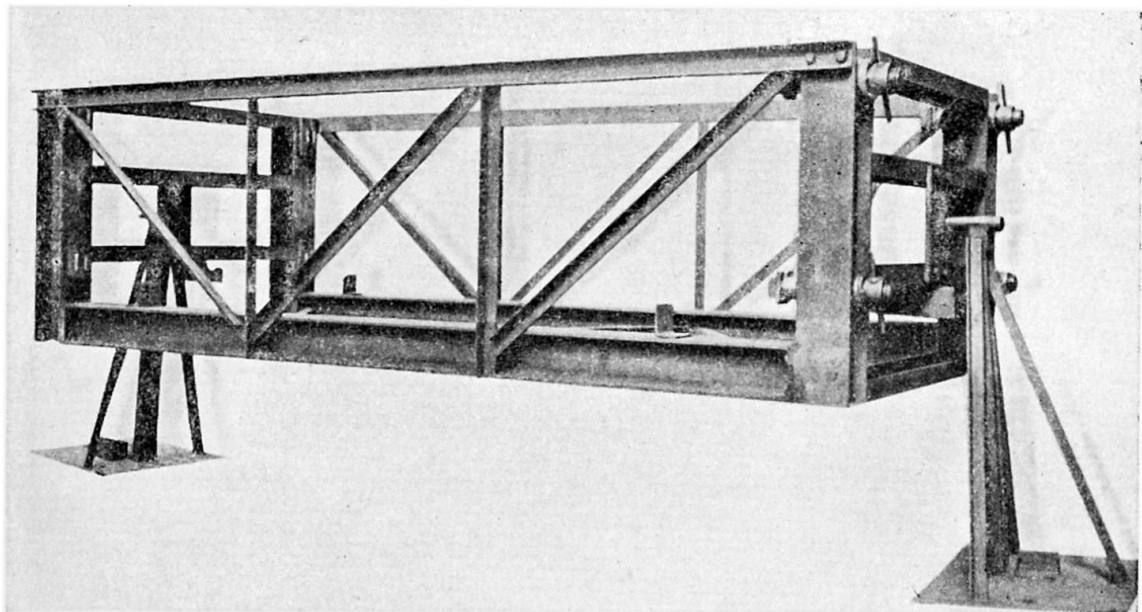


Abb. 18. Schweissvorrichtung.

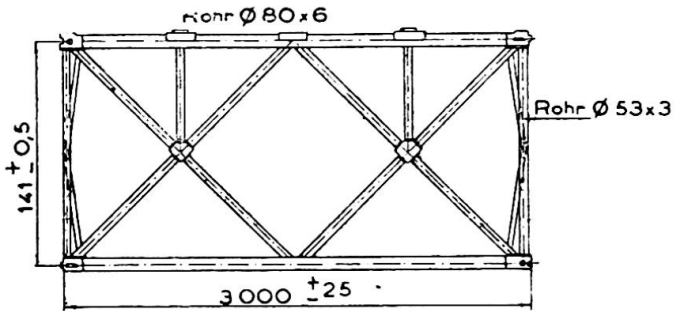


Abb. 19 (links). Aus Rohren zusammengestelltes Element.

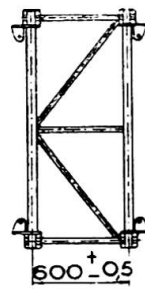
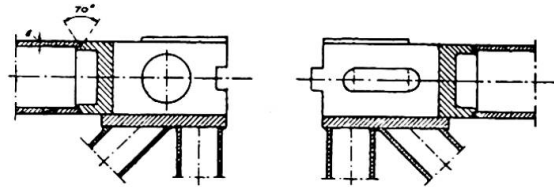
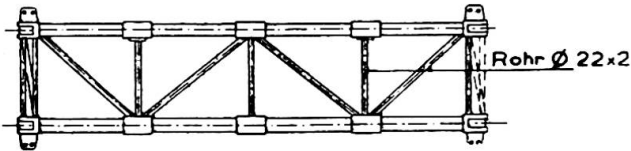


Abb. 20 (unten). Kupplungsstück.



diejenigen der querlaufenden wagrechten Streben und der Enddreiecke einen Durchmesser von 22 mm. Was die Schweisstechnik anbelangt, so sind die vorgeschriebenen, ausserordentlich engen Toleranzen von grösstem Interesse. Beispielsweise war die Toleranz des Höhenmasses sowie des Breitenmasses der Elemente $\pm 0,5$ mm. Die Länge der Elementen durfte mit $\pm 2,5$ mm variieren. Für die Gurststablängen in ein und demselben Element war aber nur eine maximale Abweichung von $\pm 1,0$ mm zulässig. Mit Hilfe von Einspannvorrichtungen (Abb. 18) und durch Anwendung einer geeigneten Schweissfolge ist es den Herstellern gelungen, diese Toleranzforderungen, die durch spezielle Messvorrichtungen (Abb. 21) kontrolliert wurden, nachzukommen. Die wichtigsten Nähte wurden als Stumpfnähte ausgeführt. Die 70°-Stumpfnah zwischen den Kupplungsköpfen und den Gurtstäben ist auf einer Unterlage geschweisst, die durch Abarbeiten des Kupplungskopfes bis auf den Innendurchmesser des Rohres geschaffen wurde. Eine nachträgliche Wurzelschweissung war hier nämlich unmöglich. Ebenso sind die Diagonalen mittelst einer 70°-Stumpfnah an die

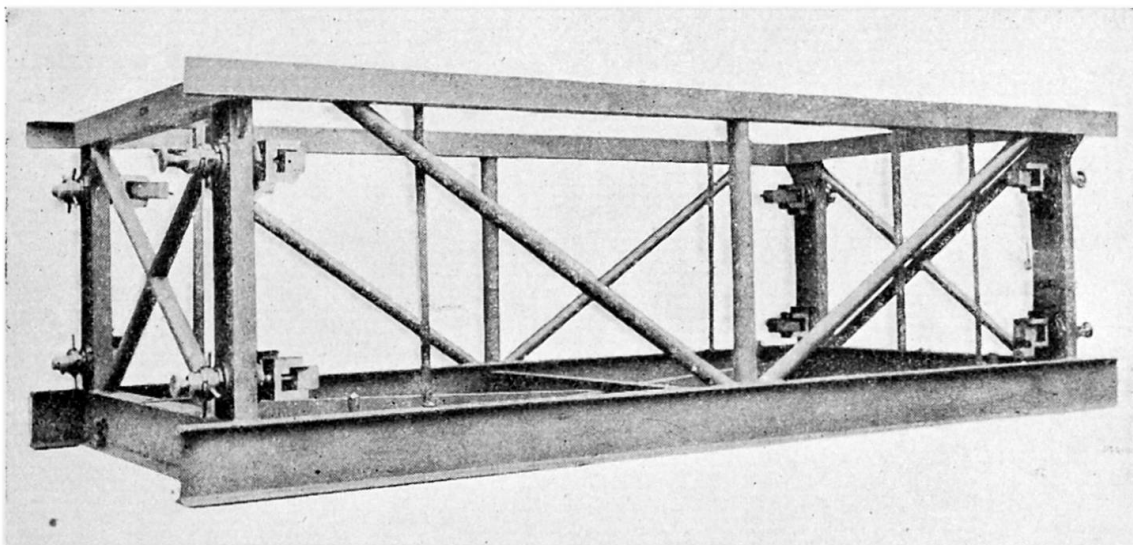


Abb. 21. Messvorrichtung zur Kontrolle der Toleranzforderung.

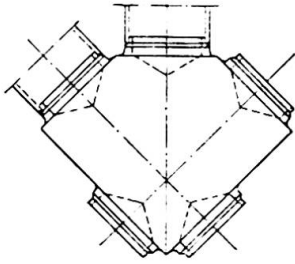


Abb. 22. Ausbildung des mittleren Knotenpunktes.

Knotenpunkte geschweisst (Abb. 22) Ihr anderes Ende, bei welchem die Schweisslänge grösser ist, ist dagegen mittelst einer Kehlnaht ($a=3,5$ mm) mit den Gurtstäben verbunden. Alle Diagonalen aus 22 mm-Rohren sind mit einer Kehlnaht ($a=2,5-3$ mm) angeschweisst. Schliesslich sei erwähnt, dass an jeden Obergurt drei Fahrbahnträger angeschweisst sind.

Der Werkstoff ist St. 52 mit folgender Zusammensetzung und Festigkeit :

Grundwerkstoff	Festigkeitsprobe			Zusammensetzung				
	Untere Streckgrenze	Bruchgrenze	Dehnung (10 D)	C	Mn	Si	P	S
	kg/mm ²	kg/mm ²	%	%	%	%	%	%
Rohrmaterial. . .	45,0	58,7	25,7	0,17	1,33	0,33	0,017	0,015
Kupplungsköpfe .	36,0	53,8	22,9	0,15	1,28	0,34	0,022	0,016

Abb. 23 zeigt die Versuchsmontage einer Brücke von 36 m Spannweite.

Als Schlussbemerkung kann hervorgehoben werden, dass es sich als möglich erwiesen hat, Konstruktionen mit sehr engen Toleranzen von \pm einige Zehntelmillimeter zu schweissen und dass Arbeitsverfahren auch wirtschaftlich vorteilhaft ist, wenn eine genügende Anzahl Werkstücke vorliegt. Sich über die Dauerhaftigkeit der Schweissung auszusprechen, ist vielleicht noch zu früh, da die erwähnten Brücken erst wenige Jahre in Betrieb stehen. Er lässt sich jedoch sagen, dass man vom Gesichtspunkt der Herstellung aus keine Bedenken zu tragen braucht, Fachwerkstruk-

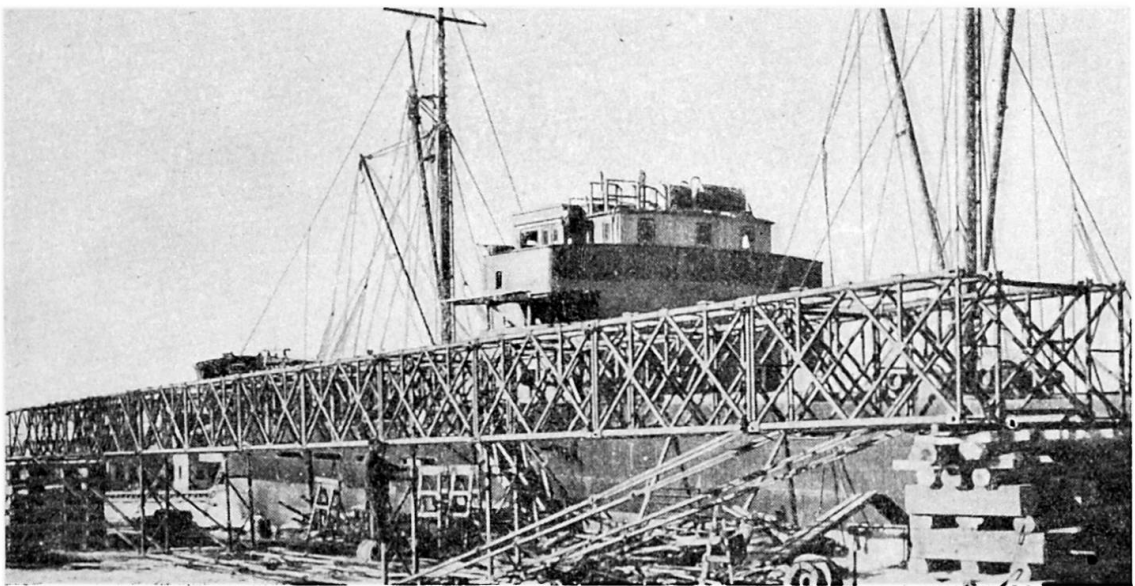
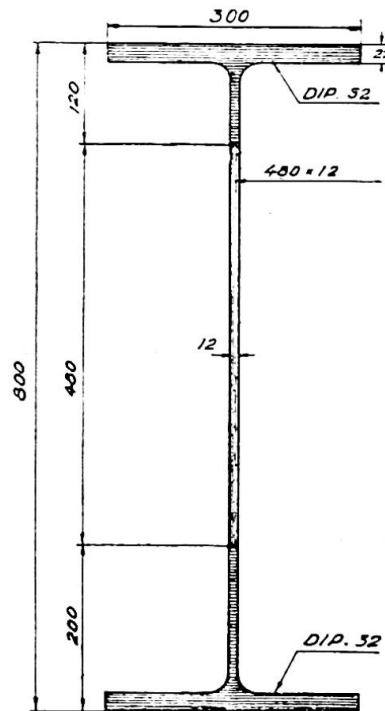


Abb. 23. Versuchsmontage einer Brücke von 36 m Spannweite.

Abb. 24. Hauptträger durch Schweissung entzweigeschnittener breitflanschtige I-Profile und gewälzte Blechen zusammengefügt.



tionen aus St. 52 zu schweissen, vorausgesetzt dass die Wahl des Grundmaterials, der Elektroden und des Schweissverfahrens richtig getroffen wird. Wenn es sich zeigt, dass die Nähte während des Zeitraums einiger Jahre den sicherlich sehr hohen Beanspruchungen widerstehen können, denen sie im erwähnten Falle ausgesetzt sind, so würde dies auf die Möglichkeit hinweisen, dass das Schweissen dynamisch beanspruchter Fachwerkstrukturen in nicht allzu ferner Zeit zulässig sein wird — auch bei Verwendung von St. 52.

4. Provisorische Strassenbrücke in Stockholm

Um dem sich stets steigenden Verkehr in der schwedischen Hauptstadt zu entsprechen, hat man in Erwartung einer grösseren Stadtplanregelung in Jahre 1946 eine provisorische Strassenbrücke über den Stockholmer Strom gebaut. Dieser Verkehrsweg wurde als durchgehende Vollwandträgerbrücke mit 10 Zwischenpfeilern ausgeführt. Die Stützweiten betragen 10^m40 bis 13^m12 . Die Träger sind aus entzweigeschnittenen breitflanschtigen I-Profilen und gewalzten Blechen durch Stumpfschweissung zusammengefügt worden (Abb. 24). Das Interessanteste bei diesem Brückenbau ist eben diese Schweissung, da sie ohne vorheriges Abschrägen der 12 mm starken Stegbleche ausgeführt wurde. Dieses Verfahren wurde durch eine im Laboratorium der Elektriska Svetsningsaktiebolaget, Gotenburg, entwickelte Tiefeinbrandelektrode (OK Rapid) ermöglicht. Bei Verwendung dieses Elektrodentyps ist es auch möglich, 16 mm Bleche ohne vorheriges Abschrägen zusammenzufügen und zwar durch eine einzige Raupe von jeder Blechseite her. Abb. 25 zeigt eine durchschnittene und geätzte I-Schweissnaht in einem 16 mm-Blech.

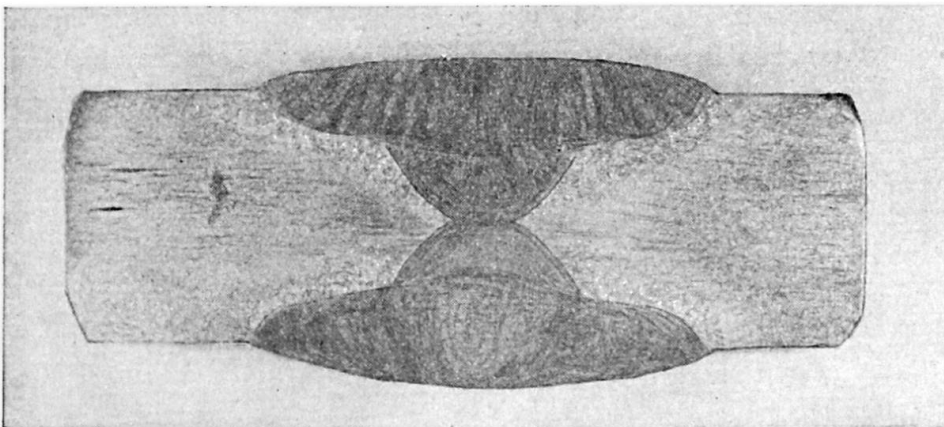


Abb. 25. Makroschliff einer I-Schweissnaht in einem 16 mm Blech, mit OK Rapid geschweisst.

Diese Brücke war das erste grössere Bauwerk, wo der neue Elektrodentyp zur Verwendung kam. Eine umfassende Röntgenkontrolle war vorgeschrieben worden. Das Resultat dieser Kontrolle war sehr zufriedenstellend, indem die durchschnittliche Note der Röntgenzeugnisse zwischen 4 und 5 lag. (Die Beurteilung geschieht nach einer fünfgradigen Skala, in welcher die Ziffer 5 den Höchstwert bezeichnet.)

Da die Bogenspannung bei der OK Rapid zweimal höher ist als bei gewöhnlichen Elektroden, wird der Energiebedarf der Schweisstelle der Zweifache, weshalb Scheissaggregate von sehr hoher Kapazität oder zwei parallelgeschaltete Aggregate gebräuchlicher Grösse erforderlich sind. Die OK Rapid ist von den verschiedenen Klassifizierungsgesellschaften für das Schweißen von Blechen bis zu 16 mm Stärke im Schiffbau geprüft und gutgeheissen worden.

Résumé

Le développement actuel de la technique de la soudure en Suède nous est présenté sous forme de rapports sur quelques ponts de construction récente.

En premier lieu, nous avons la description d'un pont-rails métallique sur un fleuve important et dont la superstructure (un arc raidi par des poutres continues à âme pleine) fut entièrement soudée. Des renseignements détaillés sont présentés sur les éléments de la construction, notamment l'exécution des soudures, ainsi que leur préparation en atelier et au chantier. Les mesures de dilatation faites pendant la soudure donnent des indications quant aux tensions subies par le matériau de base, tandis que les contrôles nombreux des cordons de soudure au moyen de rayons X permirent d'obtenir des appréciations concluantes quant à la qualité de la soudure.

Dans le deuxième exemple, un viaduc de chemin de fer courbe, ayant des poutres continues à âme pleine, l'auteur nous fournit des détails de constructions soudées, et donne le règlement pour le cintrage des tôles de semelles; il développe également la question des supports intermédiaires.

Quant aux nouveaux ponts suédois militaires, construits au moyen d'éléments en tubes d'acier entièrement soudés, il y a lieu de signaler les tolérances très restreintes atteintes pour la construction. Cet exemple de construction en treillis, en acier St 52, nous permet de conclure quant à l'économie de ce genre de construction; d'ici quelques années, on pourra juger de sa durabilité, compte tenu des sollicitations dynamiques.

Pour la construction d'un pont de route temporaire à Stockholm, cité en dernier lieu par l'auteur, on fit usage d'une nouvelle électrode à grande pénétration. Elle permet l'assemblage, sans préusinage, de tôles d'une épaisseur jusqu'à 16 mm.

Zusammenfassung

Der heutige Entwicklungsstand der Schweissttechnik in Schweden wird an Hand von Berichten über einige neueste Brückenkonstruktionen dargestellt.

Zuerst wird eine Eisenbahnbrücke über einen grösseren Fluss beschrieben, deren Stahlüberbau — ein versteifter Stabbogen und durchlaufende Vollwandträger — vollständig geschweisst ausgeführt wurde. Eingehend sind die Elemente des Bauwerks, besonders aber die konstruktive Ausbildung der Schweisstellen und ihre Bearbeitung in der Werkstatt und auf dem Bauplatz dargestellt. Während dem Schweissen ausgeführte Dehnungsmessungen erlauben Hinweise auf die Spannungen in Trägermaterial und umfangreiche Kontrollen von Nähten mit Röntgenstrahlen ergaben sichere Aufschlüsse über die Güte der Schweissarbeiten.

An Hand des zweiten Beispiels, eines aus durchlaufenden, stetig gekrümmten Vollwandträgern bestehenden Eisenbahnviadukts werden neben Einzelheiten über geschweisste Konstruktionen eine Anordnung zum Krümmen von Gurtblechen und die Frage der Ausbildung der Zwischenstützen erläutert.

Bei den neuen schwedischen Kriegsbrücken mit vollständig geschweissten Elementen aus Stahlrohren sind die bei der Herstellung eingehaltenen ausserordentlich geringen Toleranzen bemerkenswert. Als geschweisste, in St. 52 ausgeführte Fachwerkkonstruktion erlaubt dieses Beispiel Schlüsse über die Wirtschaftlichkeit dieser Bauweise, deren Dauerhaftigkeit gegenüber dynamischen Beanspruchungen sich in einigen Jahren auch beurteilen lassen wird.

Beim Bau der zuletzt beschriebenen provisorischen Strassenbrücke in Stockholm kam eine neue Tiefbrandelektrode zur Verwendung, die das Zusammenfügen von Blechen bis zu 16 mm Stärke ohne vorheriges Abschrägen ermöglicht.

Summary

The present-day state of development of welding technique in Sweden is depicted by means of reports on some of the most recent bridge constructional work.

First we have a description of a railway bridge over a fair sized river, the steel superstructure of which — a stiffened tied arch and continuous plate girders — was entirely welded. The structural components, and in particular the constructive development of the welded spots and their preparation in the workshops and on the site of works, are described in detail. Recordings of expansion during welding provide pointers as to stresses in the material of the girders and extensive controls of seams by means of Röntgen rays provided reliable estimates as to good workmanship in the welding.

From the second example, a railway viaduct built of continuous curved plate girders, we have, in addition to details of welded structures, instructions for the bending of junction plates and the question of the development of intermediary supports.

In the case of the new war-time Swedish bridges, the steel tube elements of which are entirely welded, the extremely small tolerances which were adhered to in the construction are noteworthy. As an example of welded framework constructed in Steel St. 52, this bridge enables us to form

conclusions as to the economy of this type of construction, the durability of which in view of dynamic stresses we shall also be able to judge in a few years time.

For the construction of the lastly described temporary road bridge in Stockholm a new electrode with deep penetration was used. This enables the welding of plates up to 16 mm thickness to be done without pre-machining.

Ia5

L'emploi de la soudure dans la reconstruction du pont d'Oissel sur la Seine

Die Anwendung der Schweisstechnik bei der Wiederherstellung der Oissel-Brücke über die Seine

Welding applied to the Reconstruction of the Oissel Bridge over the Seine

R. VALLETTE & A. GOELZER

Paris

Etat de l'ouvrage et recherche d'une solution

La réfection du pont en fer d'Oissel de la S. N. C. F. (région Ouest) sur la ligne Paris-Le Havre se présentait d'une manière tout à fait particulière. Les figures 1 et 2 donnent une idée exacte de l'état dans lequel se trouvait le viaduc d'Oissel après la Libération. L'ouvrage ne s'était pas effondré, mais il présentait de grosses et nombreuses détériorations dispersées, et en particulier, dans certaines zones, de véritables brèches dans le tablier.

Grâce aux mesures prises par la S. N. C. F., l'ouvrage fut consolidé en temps utile : des palées en bois furent battues dans le lit de la Seine pour créer de nouveaux appuis dans le voisinage des brèches du tablier et pour permettre l'exécution des réparations ultérieures dans de bonnes conditions.

La réfection par rivure, obligeant à rechercher les joints normaux d'assemblage, aurait conduit à remplacer des tronçons successifs importants et finalement des parties complètes du pont. Or, il y avait intérêt à limiter les remplacements, tant par suite de la pénurie d'acier que pour permettre de constituer le passage en situation provisoire, en utilisant la plus grande partie de l'ouvrage.

La Société d'Etudes pour la Construction et la Réparation des ouvrages métalliques (S. E. C. R. O. M.) ayant offert, au début de la Reconstruction, d'étudier des solutions soudées dans des cas semblables, un échange de vue eut lieu entre les Services Techniques de la S. N. C. F. et cette Société. Ces solutions permettaient, en l'espèce, de limiter le remplacement à des

éléments réduits et même, souvent, aux seules pièces avariées sans désorganiser la partie porteuse du pont provisoire.

Adoption d'une réparation par soudure

Si les Services techniques de la S. N. C. F. n'avaient pas eu de bases particulières, une telle application n'aurait pu être admise ni même envisagée. Elle serait en effet condamnée, dans l'état actuel de la technique, par les prescriptions concernant la soudure.

Les travaux étaient, en effet, à exécuter entièrement sur chantier et sur métal non ductile, le fer puddlé des vieux ponts français ayant, en moyenne, un allongement de 11 % dans le sens du laminage et nul en travers ⁽¹⁾. Le métal est feuilleté et les feuillets se détachent facilement.

Il faut noter également que cet ouvrage en fer puddlé est important, qu'il donne passage à une ligne à grand trafic et que les destructions étaient notables, comme nous l'avons précisé plus haut; la prudence s'imposait.

La S. N. C. F. avait acquis l'expérience de ces sortes de travaux (qui avaient également eu des applications pour des pont-routes) entre autres :

1° Essais systématiques faits en 1933 par la S. N. C. F. sur des soudures effectuées sur des poutres à caisson de petits tabliers en fer puddlé, soudures qui sollicitaient le fer en travers du laminage;

2° Application de telles soudures faite à 25 petits tabliers de la ligne de Chartres à Bordeaux;

3° Renforcement par la S. N. C. F. de ponts en fer par addition d'éléments soudés. Pont de l'Authion — Pont de Bezons — Ponts sur l'Ill à Strasbourg ⁽²⁾;



Fig. 1. Vue d'enfilade du pont d'Oissel après sa destruction.

(1) R. VALLETTE, *Etude sur les vieux tabliers en fer du réseau de l'Etat français*, 1936. (4^e volume des *Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes*.)

(2) H. LANG, *Renforcement de tabliers métalliques à proximité de Strasbourg* (*Science et Industrie*, 1937).

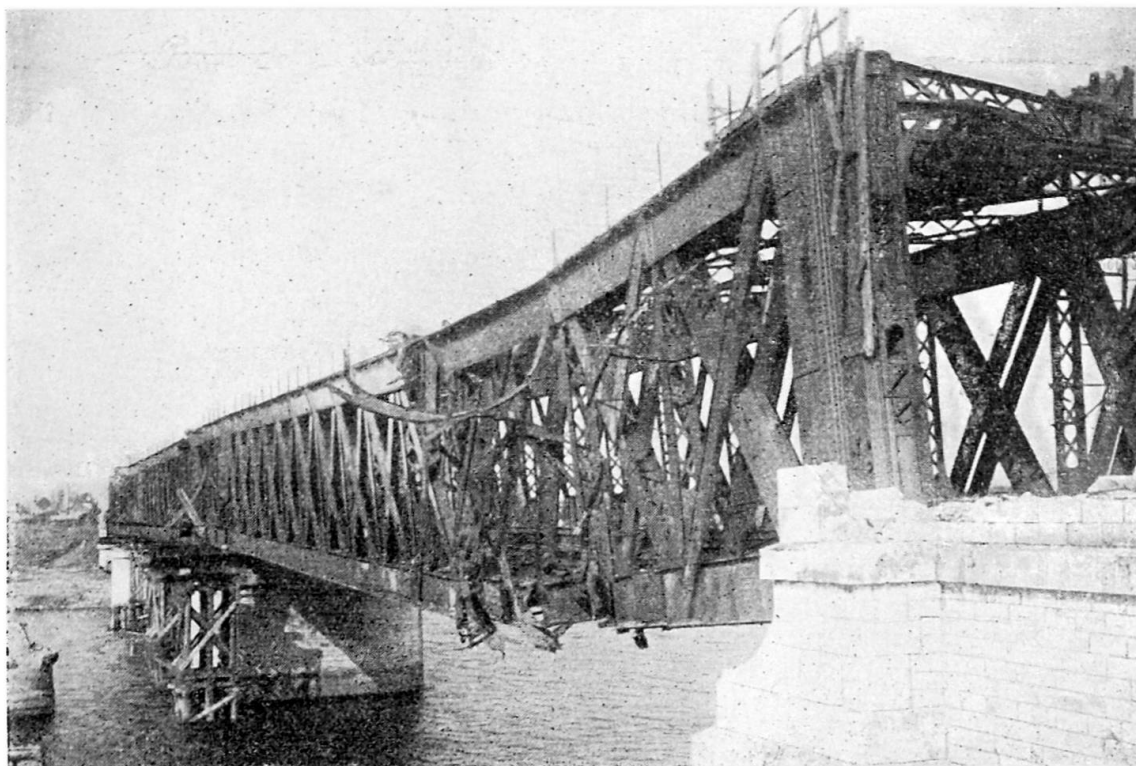


Fig. 2. Pont d'Oissel après destruction (octobre 1944).

4° Renforcement du pont tournant de Brest sur la Penfeld par le Service des Ponts et Chaussées du Finistère ⁽³⁾.

La constante réussite de ces applications, après mise au point de la technique de la soudure acier sur fer puddlé par des spécialistes sur chaque cas d'espèce, apportait un élément de confiance.

C'est dans ces conditions que la réparation par soudure du pont d'Oissel fut décidée, sous réserve d'une mise au point par la Soudure Auto-gène Française, chargée des travaux de soudure, et par la S. E. C. R. O. M.

Les Services techniques intéressés de la S. N. C. F. avaient défini les conditions à observer dans la conduite des études pour obtenir le maximum de sécurité. En particulier, il fut prescrit d'employer des soudures à libre dilatation; c'est pourquoi l'attache des tronçons de membrures a été étudiée par soudure à une des extrémités d'un tronçon et par rivure à l'autre extrémité, afin d'être certain d'éviter tout effet d'un retrait possible de la soudure. De plus, pour les joints soudés bout-à-bout, on s'attacha à décaler les joints d'âme et de semelles.

Le Service du contrôle de la S. N. C. F. définit aussi avec précision la conduite de l'exécution, qui consistait d'abord dans l'interprétation des résultats du pliage sur éprouvettes soudées, ensuite dans les modalités de la surveillance des travaux, les épreuves des soudeurs, etc. D'ailleurs, nous noterons que le test de pliage, caractéristique en l'espèce, sert actuellement de base à l'École de soudure de la S. N. C. F., sous une forme sensible,

⁽³⁾ A. GOELZER, *Renforcement de Ponts métalliques par soudure à l'arc électrique*, 1936. (4^e Vol. des Mémoires de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes.)

M. LEBRUN et A. GOELZER, *Application de la soudure auto-gène au renforcement des ponts métalliques*, 1941. (Mémoires de la Société des Ingénieurs Civils de France.)

mise au point par la Direction de cette Ecole, à la qualification des soudeurs et à leur classement suivant le diamètre de fissuration.

Nous allons maintenant parler de la soudure acier sur fer puddlé, qui est l'objet principal de cette communication, et qui a été étudiée minutieusement en fonction de la nature du métal du viaduc d'Oissel.

Examen du métal de base sur éprouvettes prélevées dans le métal de l'ouvrage

Le métal de base est du fer puddlé à structure lamellaire. Ce métal se compose, en effet, de lamelles de fer pur entre lesquelles des scories se trouvent réparties plus ou moins irrégulièrement.

Il n'est pas inutile, à ce sujet, de rappeler quel était le mode de fabrication du fer puddlé. Le fer était fabriqué dans des fours à puddler ou des foyers d'affinage par décarburation de la fonte à une température inférieure à la température de fusion du fer. La plus grande partie des corps étrangers était oxydée avec une certaine quantité de fer et formait la scorie fondue. Cette scorie était expulsée par cinglage de la loupe de métal pâteux, épurée par martelage ou compression. Dans cette fabrication, le fer retenait une petite partie du carbone et il contenait, de plus, une fraction des éléments étrangers de la fonte : silicium, manganèse, soufre, phosphore.

Voici des indications qui étaient données à l'époque concernant la composition et la résistance de trois qualités de fer puddlé :

Qualité	Composition					Qualités mécaniques					
	C	Si	Mn	S	P	Tôles : 5 à 20 mm			Profilés		
						Sens	Limite d'élasticité	Limite de rupture	Allong. de rupture	Limite de rupture	Allong. de rupture
	%	%	%	%	%		kg/mm ²	kg/mm ²	%	kg/mm ²	%
Commun n°2	0,08	0,21	0,08	0,04	0,30	Long	20	32	6	—	—
Ordin. n°3	0,08	0,20	0,09	0,026	0,22	Travers	17	29	3,5	34	8
						Long	21	33	9	—	—
Fort n°4	0,11	0,20	0,10	0,015	0,16	Travers	18	30	5	35	12
						Long	21,5	33,5	13	—	—
						Travers	19	31	8	36	15

Tableau extrait de RESAL, *Résistance des Matériaux*, 1898.

Il est important, dans chaque cas, de procéder à des analyses chimiques sur divers prélèvements pour avoir une idée de la qualité générale du métal de base et sur son degré d'homogénéité. L'analyse avait donné les résultats suivants :

C : 0,048 % — Si : 0,18 % — Mn : 0,08 % — P : 0,38 % — S : 0,04 %

On remarque la teneur élevée en phosphore très supérieure à celle des aciers courants.

Il faut cependant noter que le phosphore ne se trouve pas réparti uniformément dans la masse, mais concentré dans les scories interposées

entre les lamelles de fer pur. Ce fait explique les résultats satisfaisants que nous avons généralement obtenus pour la soudure sur fer puddlé, le fer pur se soudant parfaitement bien.

Comme nous allons le voir, la difficulté ne vient donc pas de la composition chimique, mais bien de la structure lamellaire.

Comme nous l'avons dit, l'expérience acquise dans de nombreux travaux précédents a montré que l'essai caractéristique donnant une garantie certaine est l'essai de pliage. Ce fait est naturel, puisque cet essai permet de mettre en évidence le plus ou moins bon accrochage de la soudure sur les lamelles de fer.

Préparation des éprouvettes

La figure ci-contre indique la préparation qui comportait le chanfreinage à 35° sur deux plats, l'un en acier, l'autre en fer puddlé, de longueur 120 mm, largeur 40 mm et épaisseur 10 mm. Les essais ont été faits en courant alternatif (poste type Cirkal) avec des électrodes C. 40 et L. 40.

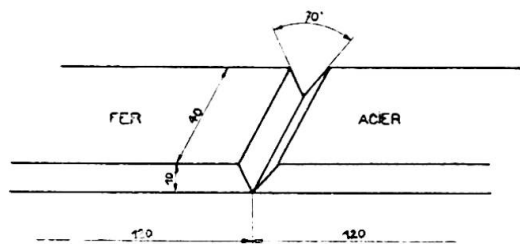


Fig. 3. Forme et dimensions de l'éprouvette de pliage.

Le principe général du mode opératoire pour les soudures d'acier en fer puddlé a été déjà indiqué par M. Lebrun dans un mémoire de la Société des Ingénieurs Civils en 1941. Rappelons que « l'alliage du fer puddlé et de la soudure est relativement fragile au refroidissement entre 600° et 400° C.

» Le fer puddlé avoisinant cet alliage passe, dans cette période de refroidissement, de l'état lamellaire à l'état nodulaire et devient ainsi fragile.

» Cependant, il ne se produit pas d'arrachement des lamelles quand la tension de retrait du cordon de soudure s'exerce dans le sens des lamelles du fer. »

C'est pourquoi le principe de l'opération est le suivant : on procède à un rechargement préalable sur une longueur de 20 mm environ à la surface du fer contre le chanfrein. Le cordon de soudure ne s'effectue qu'après refroidissement complet de ce premier dépôt de métal : on se trouve alors dans les meilleures conditions possibles. En effet, le rechargement protège le fer sous-jacent et l'empêche d'atteindre la température critique; de plus, la soudure exerce une grande partie de son retrait sur la première couche déposée dans le sens des lamelles.

Ces principes étant posés, il n'est pas possible de donner, pour le détail, des règles générales. Nous allons exposer exactement, à titre d'exemple précis, ce qui s'est passé pour les essais du viaduc d'Oissel.

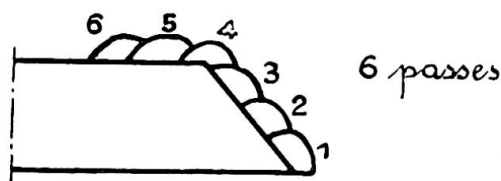


Fig. 4.

6 passes Premiers essais préliminaires

Dans les premiers essais, le rechargement a été exécuté complètement par

passes transversales alternativement de gauche à droite et de droite à gauche suivant la figure 4.

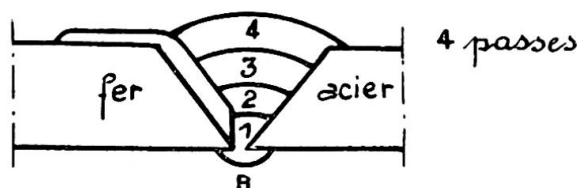


Fig. 5.

Chaque passe chevauchait la précédente, elle était piquée et broyée soigneusement avant l'exécution de la suivante.

Le joint entre la partie fer ainsi préparée et la partie acier était réalisé par 4 passes larges superposées (fig. 5).

On exécutait enfin une reprise à l'envers R.

Le détail des opérations et les résultats des essais de pliage sont consignés dans le tableau suivant :

Type d'électrodes	Diamètres des Electrodes	Passes	Intensité du courant de soudure	Résultat des essais de pliage
C.40	3,25	1 à 6	110 A	{ Angle de pliage : 30° Cassure dans la soudure- éprouvette C ¹ effort : 2 300 kg { Angle de pliage : 47° Cassure de la jonction côté fer — éprouvette C ²
	3,25	1 à 4	110 A	
L. 40	3,25	1 à 6	110 A	{ Angle de pliage : 30° Cassure à la jonction côté fer — Eff. 2 000 kg
	3,25 3,25	1 2 à 4	120 A 110 A	

Or, les essais de pliage sur éprouvettes non soudées donnent un angle de 30° avant l'apparition des premières criques.

Au pont de Brest, également en fer puddlé, dont le renforcement a été effectué de 1934 à 1936, les essais de pliage sur éprouvettes soudées acier sur fer avaient donné 31° et 41°. Malgré ces résultats, la soudure avait donné toute satisfaction aux essais et en service. A la Libération, le pont a été détruit et on a pu constater, lors du relevage des tronçons de poutres tombés dans la Penfeld, que les soudures d'attache des fers de renforcement avaient parfaitement tenu.

Au viaduc d'Oissel, on a cherché à améliorer les essais de pliage et on y est parvenu de la manière suivante :

Deuxièmes essais préliminaires

Après divers tâtonnements, on a finalement opéré ainsi qu'il suit :

1° Comme dans les premiers essais, on a exécuté 3 passes transversales se chevauchant (fig. 6). Mais le glacis supérieur sur la partie fer

a été réalisé par un mouvement de va-et-vient de l'électrode dans le sens longitudinal.

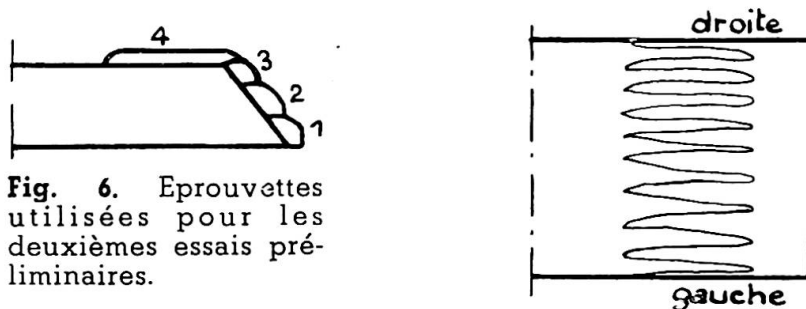


Fig. 6. Epreuves utilisées pour les deuxièmes essais préliminaires.

Le dépôt ainsi obtenu évite toute amorce de cisaillement transversal sur la première couche de fer;

2° On a laissé refroidir les passes 1, 2, 3, 4 sur le fer pendant un quart d'heure;

3° La soudure de la partie fer sur la partie acier a été exécutée comme dans les premiers essais, par des passes larges superposées.

Le métal remplissant le chanfrein ainsi obtenu est un métal affiné à grain fin dans les passes 1, 2, 3; il offre une grande ductilité, est très sain, et les tensions résiduelles sont faibles, ce qui est important pour des réparations de pièces existantes souvent bridées.

Naturellement, chaque passe de soudure était soigneusement piquée et brossée avant l'exécution de la passe suivante.

Le tableau suivant indique les résultats obtenus avec quelques variantes :

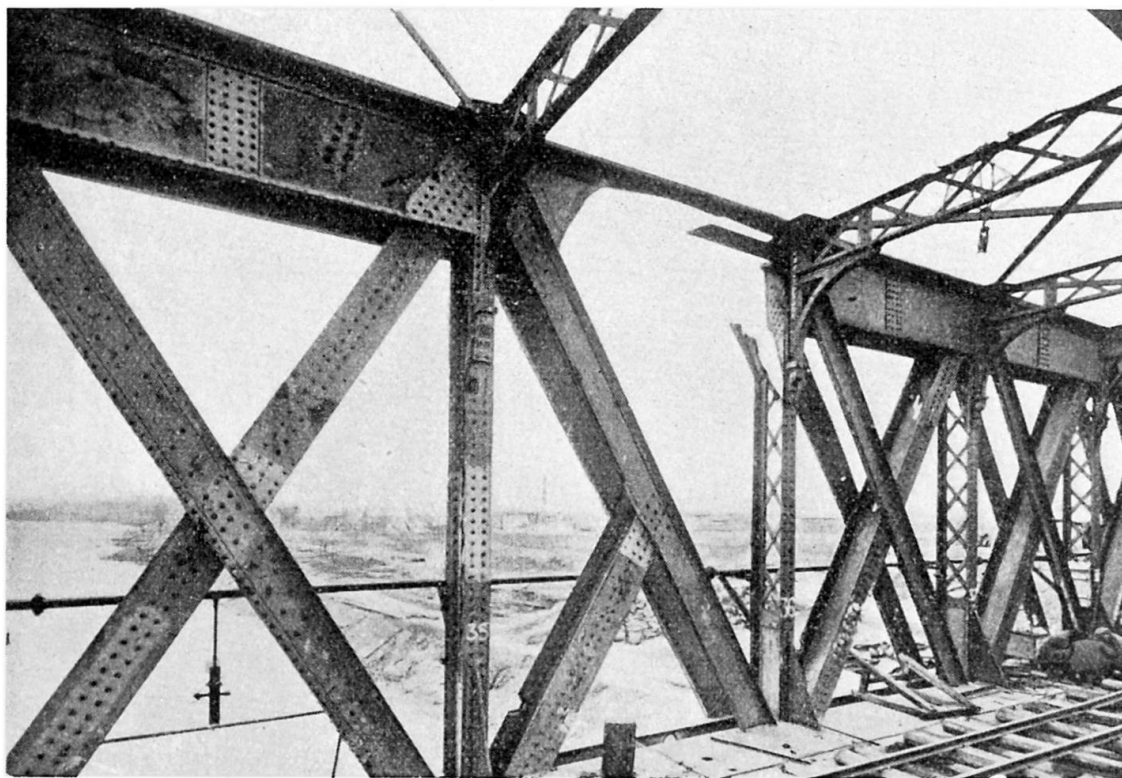


Fig. 7. Etat du panneau comportant les montants 35 et 36 avant réparation.

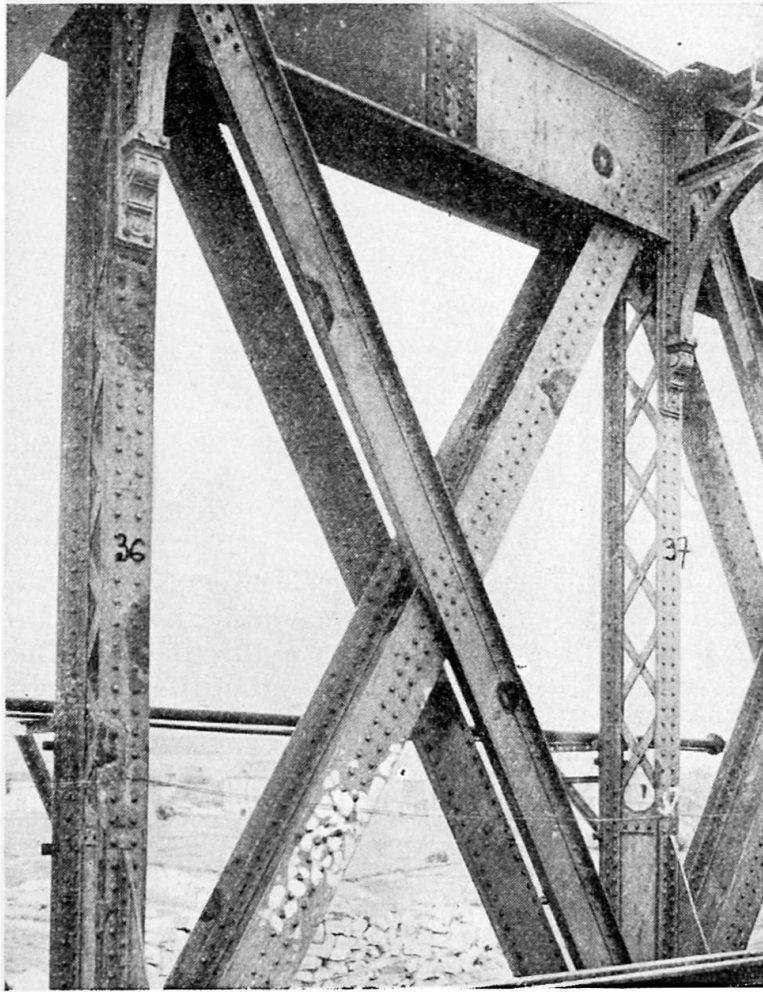


Fig. 8. Vue du panneau comportant les montants 36 et 37.

Types d'électrodes	Diamètres des électrodes	Passes	Intensité indiquée au poste	Intensité moyenne à la pièce	Résultats des essais de pliage
C. 40	3,25	1 de g. à dr. 2 de dr. à g. 3 de dr. à g. 4 de dr. à g.	110 110 110 110	95 95 95 95	Angle de pliage: 57° Cassure dans la soudure Eff. 2 250 kg
C. 40	3,25 4 4 4 3,25	1 2 3 4 4	120 160 160 140 130	100 145 145 130 115	Angle de pliage: 78° Cassure dans la soudure Eff. 3 200 kg
I. 40		1 de g. à dr. 2 de dr. à g. 3 de dr. à g. 4 de dr. à g.	115 115 115 45	95-100 95-100 95-100 95-100	Angle de pliage: 76° Cassure dans la soudure Eff. 2 600 kg

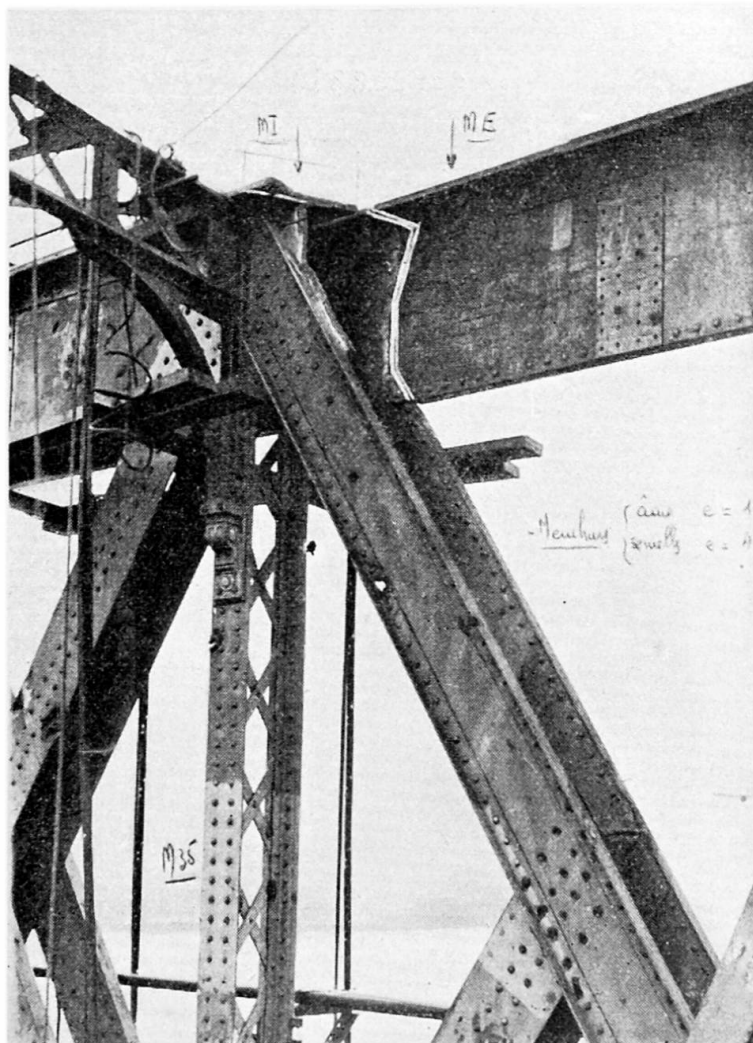


Fig. 9. Membrure supérieure du panneau 35-36 en cours de réparation.

Conclusion

On voit que, dans la deuxième série d'essais préliminaires, l'angle de pliage a atteint des valeurs très satisfaisantes 57° , 76° et 78° , nettement supérieures à celles qui avaient été obtenues jusqu'à maintenant. Il a donc été décidé d'adopter le mode opératoire suivi lors de ces essais. Le contrôle a été très strict, afin d'obtenir que les soudeurs suivent exactement les règles indiquées.

Enfin, conformément aux instructions sur la soudure, les soudeurs ont passé des examens d'agrément et de temps en temps des épreuves destinées à montrer que leur qualité restait constante.

Il ne faut d'ailleurs pas se dissimuler que de tels travaux nécessitent l'emploi d'un personnel très exercé, aussi bien en ce qui concerne les ingénieurs dirigeant le travail que du côté des soudeurs eux-mêmes. On a heureusement pu, pour ce chantier, disposer d'une équipe de soudeurs rompus à toutes sortes de travaux délicats et variés, susceptibles de s'adapter rapidement aux règles spéciales imposées.

Il serait sans intérêt de décrire en détail toutes les nombreuses réparations effectuées. Nous nous contenterons de décrire les deux sortes de réparations-types les plus importantes.

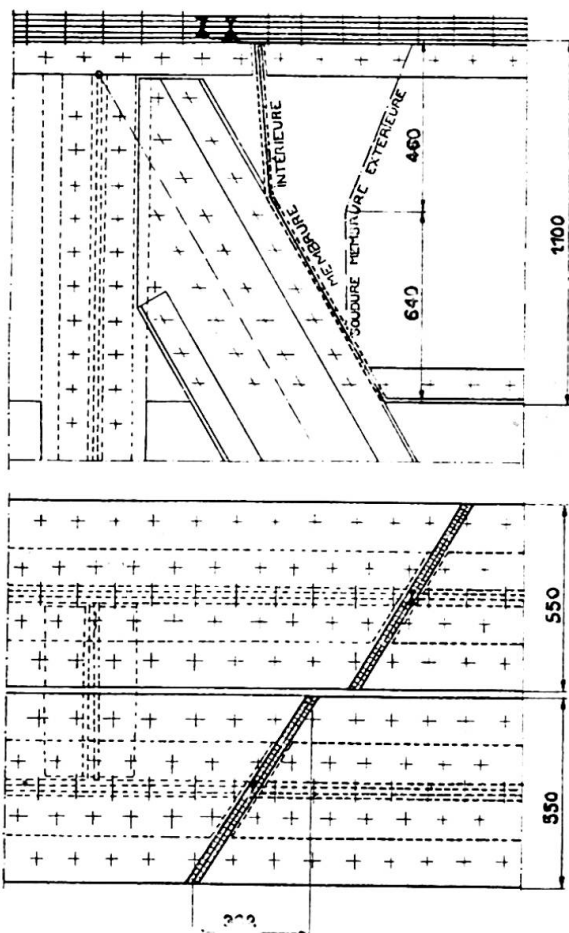


Fig. 10. Extrémité supérieure du montant 35.



Fig. 11. Coupe des cordons de soudure pour l'âme dans la partie courante.

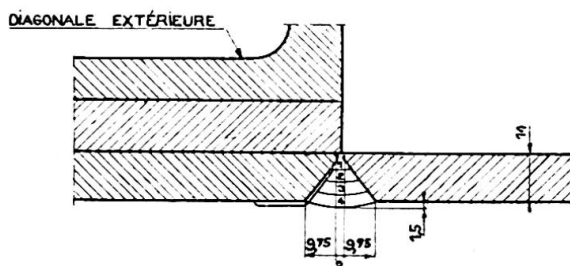


Fig. 12. Coupe des cordons de soudure de la partie contre la diagonale tendue.

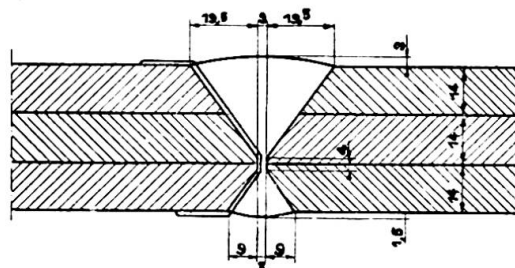


Fig. 13. Coupe des cordons de soudure de la partie au droit des cornières.

Etude des réparations-types

Nous avons choisi une zone de la poutre amont côté Rouen entre les montants 35 et 36. On voit, sur la figure 7, l'état de ce panneau avant réparation.

La poutre principale comporte deux demi-poutres extérieure et intérieure jumelées, les membrures formant ainsi caisson ouvert. Les diagonales tendues sont doubles et les diagonales comprimées à âme pleine passent entre les deux demi-diagonales tendues.

Les travaux à effectuer comprennent :

1° La reconstruction du tronçon de membrure supérieure, entre les montants 35-36;

2° Le remplacement complet de la portion supérieure de diagonale comprimée (ext. et int.) entre la base du montant 35 et le sommet du montant 36;

3° Les deux demi-diagonales partant du sommet du montant 35 étaient conservées, mais à redresser après dérivetage et démontage.

Enfin, dans le panneau voisin 36-37 (fig. 8), la partie extérieure de la diagonale tendue partant du sommet du montant 36 était à remplacer, la partie intérieure était conservée.

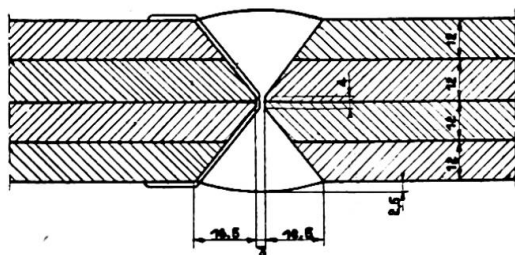


Fig. 14. Coupe des cordons de soudure pour les semelles, dans la partie courante.

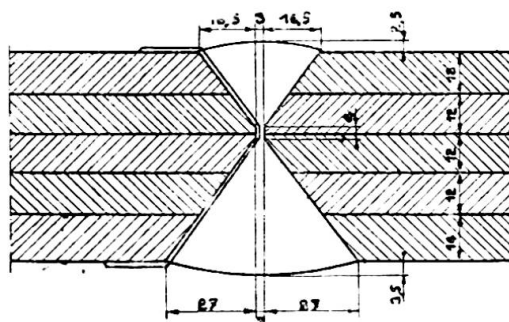


Fig. 15. Coupe des cordons de soudure pour les semelles à travers les cornières.

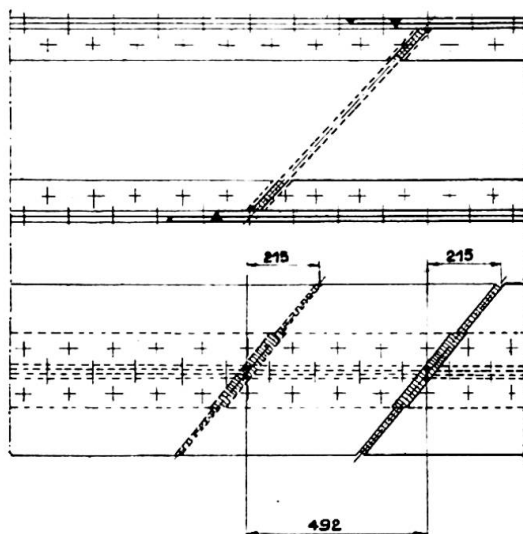


Fig. 16 (à gauche). Joint d'aboutement avec la partie inférieure.

Membrure supérieure. — Le joint de droite du tronçon neuf rivé a été effectué par rivure dans le panneau 36-37, comme on le voit sur la figure 8.

Joint soudé. — La figure 9 montre ce joint en cours d'exécution, la soudure étant déjà exécutée sur la demi-membrure extérieure. On aperçoit la préparation du joint de la demi-membrure intérieure; les joints d'âme se trouvent décalés par rapport aux joints de semelles. Les tracés de ces divers joints ont été minutieusement étudiés, suivant les possibilités, dictées notamment par la position des rivets.

Pour ne pas laisser l'exécution livrée au hasard, il a été nécessaire de représenter les joints avec beaucoup de détails en raison des variations d'épaisseur entre des âmes, cornières et semelles, et des difficultés d'exécution des soudures acier sur fer puddlé.

La figure 10 représente l'ensemble du joint soudé; les soudures d'âme et de semelles sont obliques, afin d'avoir le maximum de sécurité dans le cas du fer puddlé. Les figures 11, 12 et 13 indiquent respectivement la coupe exacte des cordons de soudure pour l'âme dans la partie courante, la partie contre diagonale tendue, la partie au droit des cornières.

Les figures 14 et 15 donnent la coupe des cordons de soudure pour les semelles, dans la partie courante et à travers les cornières.

Diagonale comprimée. — Par suite de l'état de cette pièce, on l'a coupée en dessous de son croisement avec la diagonale tendue, après déri-

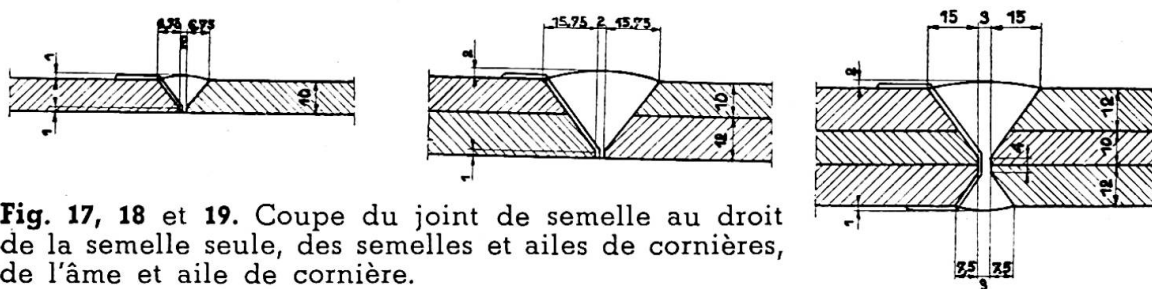


Fig. 17, 18 et 19. Coupe du joint de semelle au droit de la semelle seule, des semelles et ailes de cornières, de l'âme et aile de cornière.

vetage du nœud de croisement (fig. 7). La portion nouvelle a été rivée à nouveau au nœud supérieur du montant 36 sur membrure et le nœud de croisement a été reconstitué également par rivure. Seul, le joint d'aboutement avec la partie inférieure a été soudé conformément à la figure 16.

Les figures 17 et 18 indiquent la coupe du joint de semelle au droit de la semelle seule et au droit des semelles et ailes de cornières. Sur la figure 19, on voit la coupe du joint au droit de l'âme et aile de cornière.

Résultats et conclusions

Toutes les réparations ont pu être effectuées sans incidents, grâce aux dispositions minutieuses prises suivant le programme établi par la S. N. C. F. en accord avec la Société de Commeny-Oissel, qui procédait à la reconstitution de toutes les pièces rivées à remplacer et avec la Soudure Autogène Française qui exécutait les joints soudés ainsi que les diverses réparations locales, telles que : trous à boucher, redressement de pièces, etc.

Les essais officiels du pont ont été effectués le 15 juin 1947 et ont donné toute satisfaction. Sur la figure 20, on voit les deux trains d'épreuve marchant de front et en vitesse pour réaliser le cas de surcharge le plus défavorable.

Résumé

La présente communication a pour but de donner des détails précis sur la technique particulière de la soudure à l'arc électrique appliquée à la réparation d'un grand pont sous voie ferrée en fer puddlé.

L'emploi, même limité, de la soudure permet de réduire les opérations de démontage. La soudure acier sur fer puddlé nécessite, dans chaque cas, des études préliminaires pour fixer au mieux le mode opératoire.

Pendant le cours du travail, un contrôle permanent doit être organisé pour que l'exécution des soudures ne s'écarte pas des règles ainsi déterminées préalablement.

L'établissement des dessins d'exécution demande un soin tout particulier par suite des joints spéciaux acier sur fer puddlé et de la présence de pièces constitutives rivées d'épaisseurs diverses.

Deux joints-types sont décrits en détail; l'un, sur la membrure supérieure, l'autre sur une diagonale comprimée.

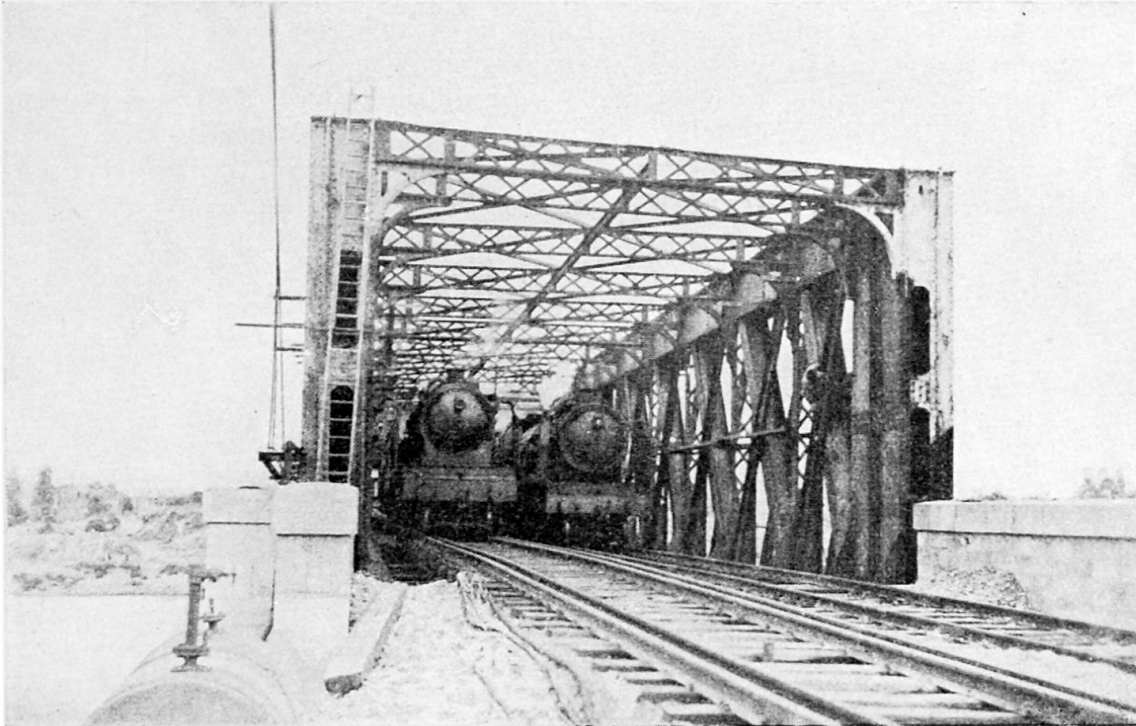


Fig. 20. Essais de mise en charge du pont d'Oissel, après sa remise en état.

Zusammenfassung

Der vorliegende Aufsatz vermittelt genaue Einzelheiten über die besondere Anwendungsweise der Lichtbogenschweissung, die sich bei der Wiederherstellung einer grossen Eisenbahnbrücke aus Schweisseisen ergab.

Die, wenn auch begrenzte Verwendung der Schweissung erlaubte die Einschränkung der Abbruch-Arbeiten. Die Verbindung Stahl mit Schweisseisen machte in jedem einzelnen Falle Voruntersuchungen zur Festlegung des günstigsten Schweissvorganges nötig. Damit die fertigen Schweissnähte den so vorgängig ermittelten Ausbildungsformen entsprachen, war während ihrer Ausführung eine ständige Kontrolle anzuordnen. Die Herstellung der Ausführungszeichnungen verlangte aussergewöhnliche Sorgfalt wegen der besonderen Nähte zwischen Stahl und Schweisseisen und den vorhandenen genieteten Bauteilen verschiedener Stärke.

Zwei Naht-Ausbildungen sind ausführlich beschrieben : die eine im Obergurt, die andere in einer Druck-Diagonalen.

Summary

The present paper gives precise details of the particular method of using arc welding for repairing a large puddled iron railway bridge.

Even a restricted use of welding simplifies the dismantling work. The combining of steel with puddled iron necessitated in each particular instance tests beforehand to ascertain the most suitable method of welding.

In order that the seams should correspond to the constructional details thus pre-ascertained, permanent inspection was necessary during the work. The preparing of the execution-plans required exceptional care on account of the particular seams between steel and puddled iron and the presence of individual riveted constructive elements of varying strength.

Two types of seams are described in detail : one in the upper boom, the other in a diagonal strut.

Ib

Courbes dérivées moments-angles pour les assemblages goussets-âmes

Abgeleitete Moment-Drehwinkel-Kurven für Verbindungen mit am Steg angebrachten Befestigungswinkeln

Derived moment-angle curves for web-cleat connections

LEROY A. BEAUFOY

Ph. D., M. Sc. (Eng.), A. M. I. C. E.,
M. I. Mech. E., Chartered Civil Engineer
University Reader in Civil Engineering,
University of London, at King's College

&

A. MOHARRAM

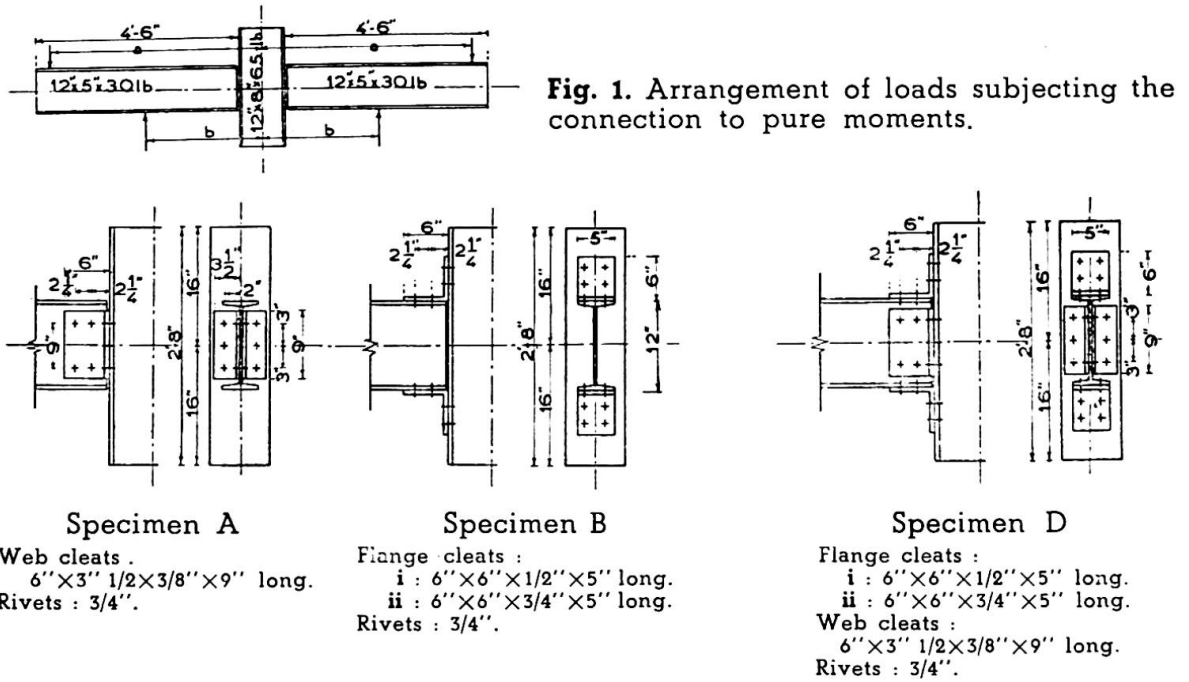
M. Sc. (Eng.), A. M. I. Struct. E.,
Chartered Structural Engineer
Department of Civil and Mechanical Engineering,
University of London, at King's College

Introduction

In the investigations on beam-to-stanchion connections which were carried out by Professor C. Batho ⁽¹⁾ curves of the relationship between applied moment and change of angle between the beam and the stanchion were plotted. From these curves, standard moment-angle curves to be used as a basis for design were drawn for flange-cleat connections only. No similar curves were obtained for web-cleat connections since insufficient systematic experimental information was available. Nevertheless, some information was obtained.

For the connections shown in fig. 1 the moment-angle curves given in fig. 2 were obtained. The results prove that in a beam-to-stanchion connection, if both flange and web cleats are used, a very rigid connection is obtained the total rigidity of which is greater than the sum of the two component rigidities. This may be seen from the comparison, shown in fig. 2, where curve A represents the moment-angle curve for web cleats only, curve B that for flange cleats only, curve C the algebraic sum of the ordinates of the two previous curves for the same θ , and curve D the experimental moment-angle curve for both the web and the flange cleats mentioned above. Table I, fig. 2, shows the increase in the moments in curve D over those in curve C, expressed as a percentage

⁽¹⁾ *Second and Final Reports of the Steel Structures Research Committee of the Department of Scientific and Industrial Research (H. M. S. O.), 1934 and 1936.*



of the latter, while table II, fig. 2, shows the increase in the moments in curve D over those in curve B, expressed as a percentage of the the latter. Table II, therefore, indicates the influence of web cleats on the rigidity of the connection although, in these particular test specimens, the web cleats employed were relatively thin and very shallow.

Among the results of an independent investigation by Professor J. C. Rathbun ⁽²⁾ are the four moment-angle curves shown in fig. 3, which

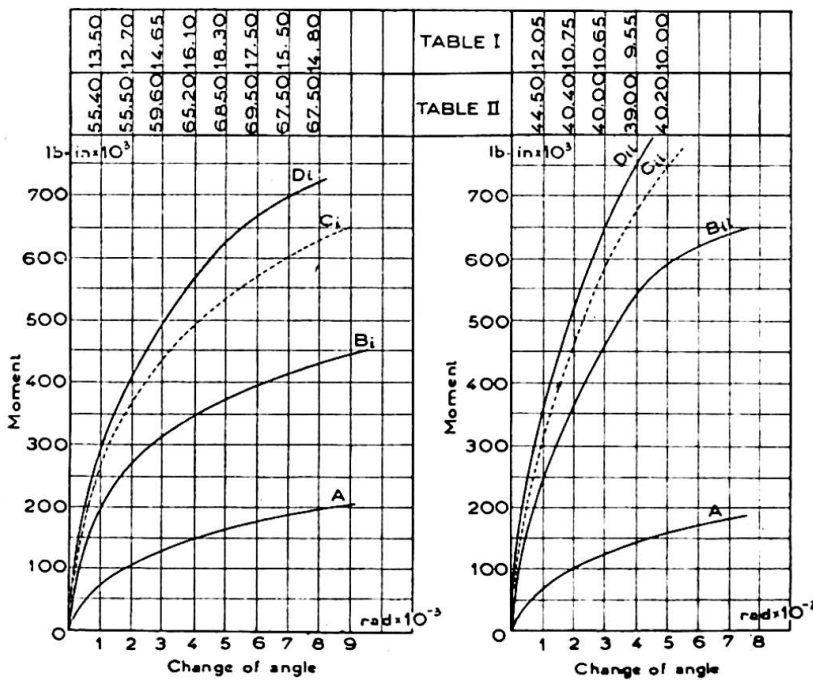


Fig. 2. Moment-angle curves obtained for the connections shown in fig. 1.

A : Web-cleats only.
 B : Flange-cleats only.
 C : A + B.
 D : Experimental curve for both the web and the flange cleats.

⁽²⁾ *Elastic Properties of Riveted Connections* (Trans. Am. Soc. Civ. Eng., vol. 101, 1936).

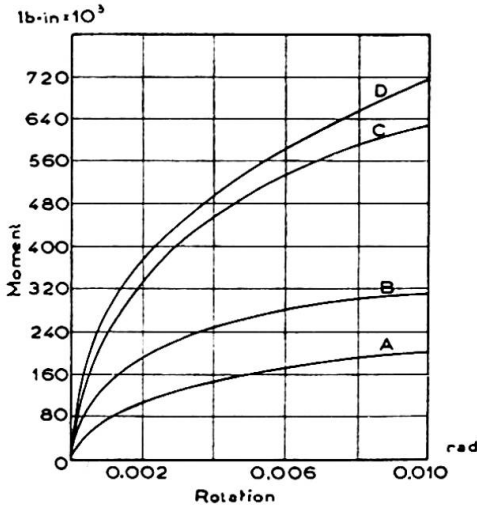


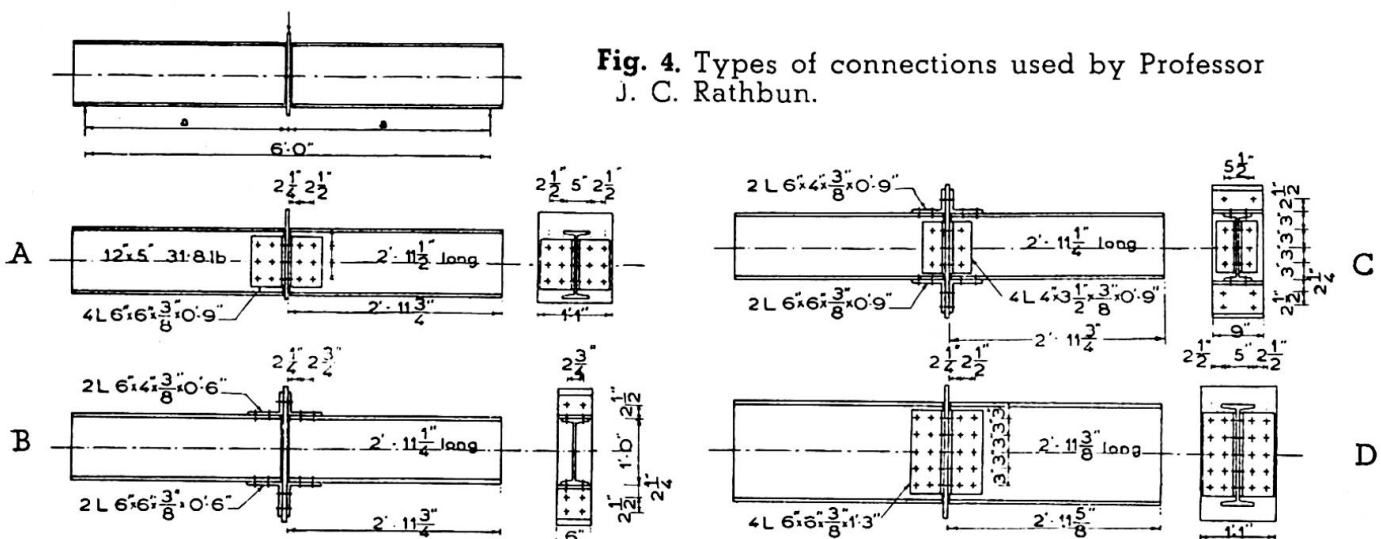
Fig. 3. Moment-angle curves obtained for the connections shown in fig. 4.

were obtained for the four types of connections given in fig. 4. The moment-angle curve (D) for the web-cleat connection of the 18-inch beam proves that in deep beams the rigidity of the connection is substantial.

It is common practice to neglect the stiffness of web-cleat connections in design. The above-quoted results, however, suggest that the rigidity of such connections should be taken into account. Actually, a very considerable number of experiments would be needed to furnish data to establish by experiment standard moment-angle curves for various web-cleat connections, corresponding to those already established for flange-cleat connections. The specimens required would have to be so detailed as to include all the items affecting the behaviour and deformation of the connections, and a considerable experimental programme would be involved. In the absence of such a programme, it is the purpose of the present paper to suggest a way in which standard moment-angle curves for web-cleat connections may be derived from similar curves for connections having only upper and lower flange cleats.

Behaviour of the web-cleat connection under moment

If a plate A is connected to a rigid structure B by means of two angles, as shown in fig. 5, and subjected to a pull F, then the behaviour of these connecting angles will be similar to the behaviour of the tension cleat in a flange-cleat connection subjected to a bending moment (fig. 6), and will also be similar to the behaviour of the part of the web-cleat above the neutral axis in a web-cleat connection subjected to a bending moment



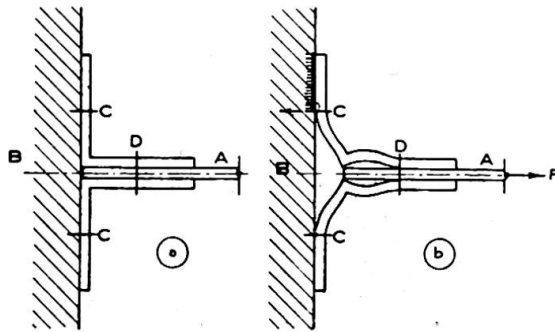
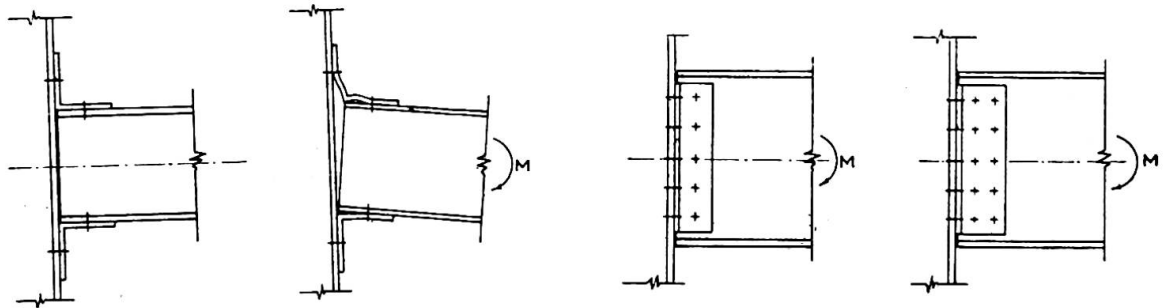


Fig. 5. Connection of a plate A to a rigid structure B by means of two angles C.

Fig. 6 and 7. Flange cleat connections subjected to a bending moment.



(fig. 7). In both cases, the angles are subjected to a similar pull and will undergo a similar deformation, with the exception that in a web-cleat connection the pull is of varying intensity. In the same way, the behaviour of the compression cleat in a flange-cleat connection can be shown to be similar to the behaviour of the part of the web cleat below the neutral axis in a web-cleat connection under moment.

In general, all the factors causing deformation in the case of flange-cleat connections will have similar effects in the case of web-cleat connections. These factors may be classified with respect to flange-cleat connections as follows:—

1. The elastic deformation of the cleat legs regarded as two beams rigidly connected together at the corner.
2. The plastic deformation of the connecting rivets and angles. This is evidenced by two facts: (a) No part of the moment-angle curve shows a linear relationship; (b) A permanent set takes place even at low moments, as was proved by the unloading curves.
3. The closing-in of the compression cleat towards the face of the stanchion due to the fact that the surfaces are not initially in perfect contact. This is indicated in fig. 8b which records the horizontal movements of the bottom flange of a test beam⁽³⁾ showing that the compression cleat is not prevented from bending.

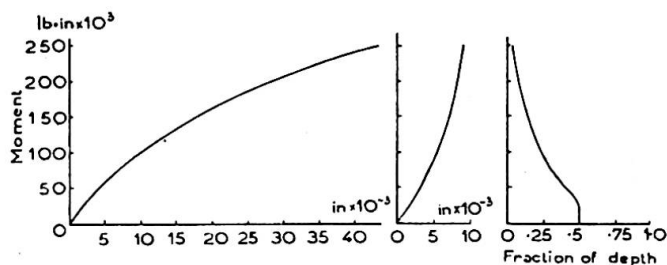


Fig. 8. Horizontal movement of top flange; horizontal movement of bottom flange; distance of centre of rotation from bottom of beam.

⁽³⁾ *Second Report of the Steel Structures Research Committee of the Department of Scientific and Industrial Research (H. M. S. O.), 1934, page 108*

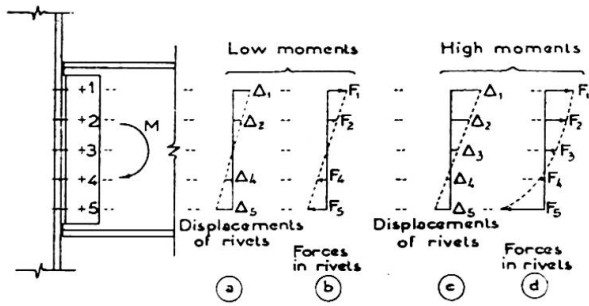


Fig. 9.

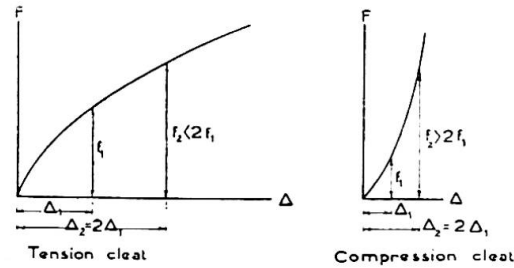


Fig. 10.

4. The slip between the flanges of the beam and the horizontal legs of the connecting angles due to the rivets not completely filling the rivet holes after cooling. This slip takes place at high moments when the forces transmitted by these rivets exceed the frictional forces due to their initial tension.

5. The variation in the initial tension in the rivets. This variation depends on fabrication and affects the elastic deformations.

Therefore, in the initial stages of applying a gradually-increasing moment to a web-cleat connection the initial clearance which in practice exists between the face of the stanchion and the back of the web cleats permits the compression part of the web cleat to bend freely in a similar way to the tension part. Thus, the closing-in of the lower parts is very nearly equal to the opening-out of the upper parts at the same distances from the centre line of the beam, with the result that the neutral axis is very nearly at the axis of the beam, and the forces F_1 to F_5 (fig. 9b) in the connecting rivets attached to the web of the beam are very nearly proportional to their distances from the neutral axis.

As closing-in is gradually stopped with increase of the applied moment, the lower parts are restrained from bending freely, while the opening-out of the upper parts is continued at an increasing rate, and the neutral axis of the connection moves gradually downwards (fig. 8c). This phenomenon is continued until failure of the connection takes place due to (a) excessive yield in the tension part of the cleat, (b) excessive deformation of the topmost row of rivets attached to the stanchion, or (c) crushing or shearing failure of the lowest rivet attached to the beam under the excessive force it sustains.

For higher moments, assuming that the cross section of the beam web through the connecting rivets which are firmly attached to it remains plane after deformation, the horizontal displacements Δ_1 to Δ_5 (fig. 9c) of the rivets will still follow a straight line. But the forces in the rivets will no longer be in a linear relationship, because the ratio $\frac{F}{\Delta}$ at any place must correspond to the $F - \Delta$ curves⁽⁴⁾ obtained for tension and compression cleats in flange-cleat connections (fig. 10).

From the shape of these curves, it follows that at high moments, due to the linear displacements, the distribution of the forces between the connecting rivets attached to the beam web will follow the curve given in fig. 9d.

⁽⁴⁾ See Appendix, p. 117, of this *Preliminary Publication*.

Derivation of moment-angle curves for a web-cleat connection

Two methods of derivation of the moment-angle curves for web-cleat connections will be given, the first on the basis of conditions at low moments, and the second on the basis of conditions at high moments near failure.

a) *Low-Moment Assumption.*

When a gradually-increasing couple M' is applied to the web-cleat connection shown in fig. 11 a, the connecting rivets attached to the web of the beam resist the couple. Forces in a very nearly linear relationship are created in these rivets as shown in the figure. This distribution of forces takes place only at low moments, as stated previously. The extreme rivets exert the maximum resistance F_1 in a direction normal to the riveting line, and it can easily be shown that

$$F_1 = \frac{M' \times Y_1}{\sum Y^2}$$

where Y is the distance of any rivet from the axis of the beam.

If the force F_1 on the upper rivet is responsible for the deformation of the upper strip p_u , and F_1 on the lowest rivet is responsible for the deformation of the lowest strip p_l , then, on the basis of linearity of displacements, it follows that the angular deformation of the connection is equal to the sum of the two displacements of n and n' divided by the distance D' between n and n' (fig. 11b).

Now the resistance to moment of the web-cleat connection, consisting only of two such strips (fig. 11b) will be similar to that of a flange-cleat connection (fig. 12a) in which each flange cleat has a length $2p$ of the same section as the web cleats previously considered, and in which the depth D is equal to the distance D' between the centres of the upper and lower strips in the web-cleat connection.

Then it may be shown that, if the transformed curve of the flange-cleat connection is as given in fig. 12b, this curve will be the same for two

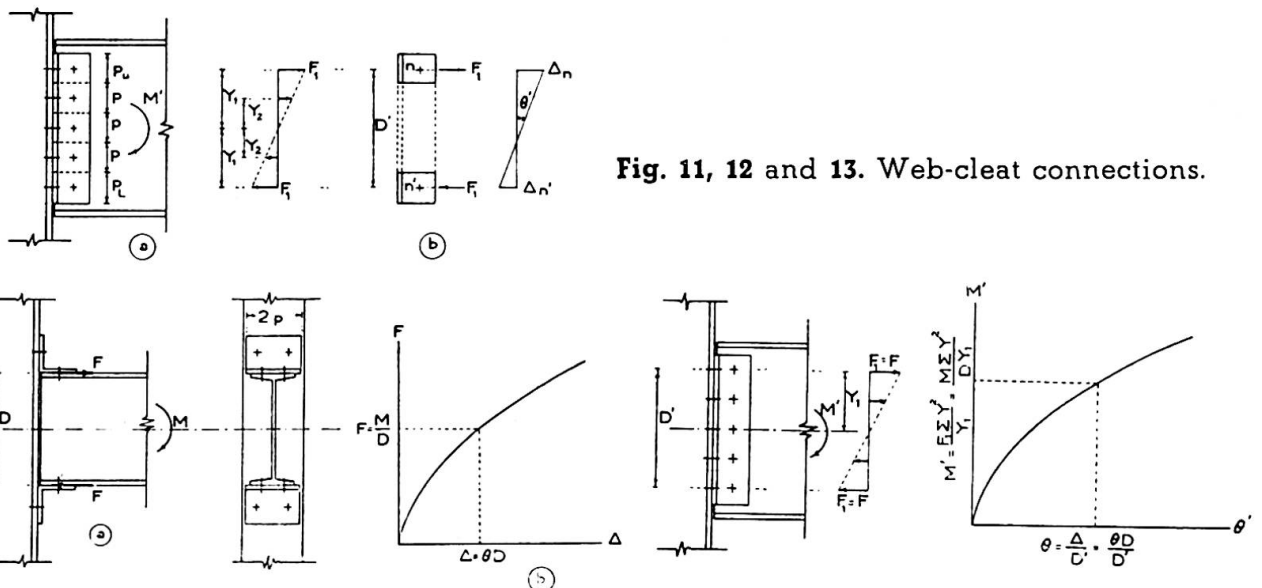


Fig. 11, 12 and 13. Web-cleat connections.

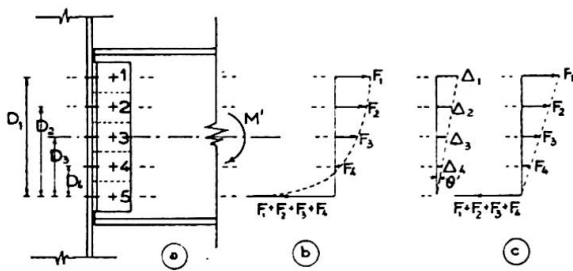
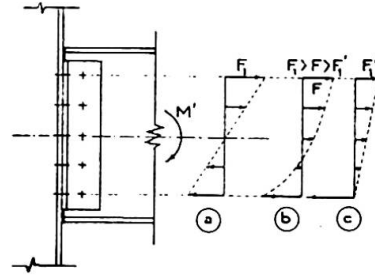


Fig. 14.



(a) Low moment assumption.
(b) Experimental curve.
(c) High moment assumption.

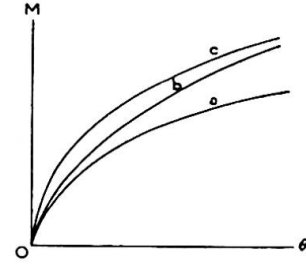


Fig. 15.

strips p_u and p_l of the web-cleat connection, whatever the values of D and D' are.

Let M' , the external moment acting on the whole web-cleat connection, produce in the upper and lower rivets the same pull as is produced in the rivets of the corresponding flange-cleat connection by the moment M .

$$\text{Then, } M' = \frac{F_1 \Sigma Y^2}{Y_1} = \frac{M}{D \times Y_1} \cdot \Sigma Y^2$$

the $F - \Delta$ curve being the same for both cleats in the two connections.

Let θ' be the angular rotation of the web-cleat connection due to the external moment M' .

$$\text{Then } \theta' = \frac{\Delta}{D'} = \frac{\theta \cdot D}{D'}$$

Δ being the same in both connections for the same pull.

Thus, a moment-angle curve $M' - \theta'$ (fig. 13) for the given web-cleat connection may be derived from a moment-angle curve $M - \theta$ for the corresponding flange-cleat connection, assuming low-moment conditions to exist throughout the whole range of the curve.

b) *High-Moment Assumption.*

In discussing the probable behaviour of web-cleat connections under high-moment conditions, it was stated that the neutral axis moves towards the compression fibres as the applied moment increases. In the final stages, the extreme rivet in the compression zone will probably act alone in compression, while the other connecting rivets are in tension. This assumption is thought to be reasonable—at failure—for web-cleat connections having up to six rivets in line, in other words, the assumption covers all practical conditions.

The distribution of forces between the connecting rivets will be as shown in fig. 14b, as previously mentioned. Assuming the distribution on the tension side to be linear (as in fig. 14c), and treating the web-cleat strips in the tension zone as flange cleats acting at different lever arms $D_1, D_2 \dots D_n$ from the centre line of the compression strip counteracting them all, a moment-angle curve for the web-cleat connection may be derived as follows :

For any given angular rotation θ' there correspond certain horizontal displacements $\Delta_1, \Delta_2 \dots \Delta_n$. From an $F - \Delta$ curve of a similar flange-cleat connection, the values of the forces $F_1, F_2 \dots F_n$ corresponding to $\Delta_1, \Delta_2 \dots$

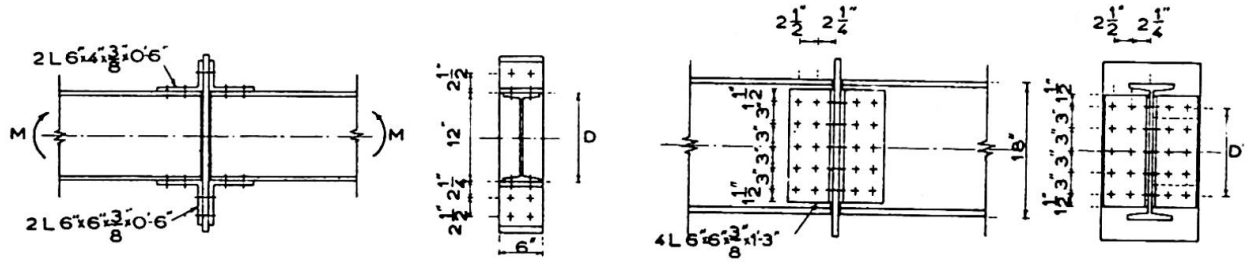


Fig. 16.

Δ_n may be estimated. The bending moment M' to which these displacements and forces correspond may be arrived at by taking moments about the compression rivet, i.e., $M' = \Sigma F \times D$. Thus, a moment-angle curve $M' = \theta'$ for the given web-cleat connection may be derived assuming high-moment conditions to exist throughout the whole range of the curve.

There are certain dissimilarities between the web-cleat connection under consideration and the flange-cleat connection used in the derivation of these curves. The rivets connecting the beam flange to the flange cleat in the second type act in single shear or bearing, while the rivets connecting the beam web to the web cleats in the first type act in double shear or bearing, and the thickness of the beam flange connected to the flange cleats in the second type is different from the thickness of the beam web connected to the web cleats in the first type. It is thought, however, that these dissimilarities are unimportant and that their influence on the rotation of the connection is negligible.

The main point affecting the results is the assumption of a linear distribution of the forces created in the connecting rivets attached to the beam web at extreme conditions of low and high moment. Whereas the actual distribution according to the experimental evidence is as in fig. 15*b*, this is idealized for low-moment conditions to the form shown in fig. 15*a*, and for high-moment conditions to the form shown in fig. 15*c*. Consideration of these figures will show that if the assumption of low-moment conditions is made, the fraction of the external moment resisted by the uppermost rivet is greater than it would be on the basis of the actual distribution of forces; if the assumption of high-moment conditions is made, the reverse is true. It follows that, for a given moment, the θ value on the first assumption is greater than the actual value, whereas on the second assumption it is smaller. In other words we should expect the derived $M - \theta$ curve to be everywhere lower than the actual curve on the first assumption, the two curves showing more or less coincidence near the origin and then diverging as the applied moment increases, as shown in fig. 15*d*. On the other hand, the $M - \theta$ curve derived on the assumption of high-moment conditions will lie above the actual $M - \theta$ curve for the same connection, the two curves diverging near the origin and coinciding more or less as the applied moment increases, as shown in fig. 15*d*.

Application of the methods of derivation to experimental results

Among the experimental results available, there are only two experiments⁽⁵⁾ which may be used as a yardstick against which the methods

⁽⁵⁾ RATHBUN, *Elastic Properties of Riveted Connections* (Trans. Am. Soc. Civ. Eng., vol. 101, 1936).

of derivation given above may be examined to test to what extent they are justified. The two specimens concerned (fig. 16) are not ideally suited for the purpose as the compression cleat in the flange-cleat connection has one row of rivets in the vertical leg while the web-cleat connection has two rows. This difference is, however, unimportant since the major part of the deformation comes from the tension cleat, which has the same dimensions and details in both specimens; moreover, the closing-in which is the distinctive deformation of the compression cleat, appears to be of equal tendency in both connections due to similarity up to the first row of rivets.

a) *Low-moment Assumption.*

For a gradually-applied couple M' , let the force resulting in the furthest rivet be S_1 (fig. 17). Let point O be the centre of rotation of the rivet group and x_1, x_2 , etc. denote distances from this centre of rotation to the individual rivets.

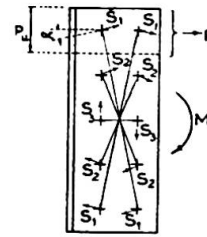


Fig. 17.

Also, if $F =$ the force on the upper strip p_u .

Then, $F = 2 S_1 \cos \alpha$.

Fig. 18 shows the experimental $M - \theta$ curve for the flange-cleat connection. From it, the $M' - \theta'$ curve (fig. 19A) for the web-cleat connection may be derived as follows :—

$$\text{Since } M' = \frac{S_1 \Sigma x^2}{x_1} \quad \text{and} \quad S_1 = \frac{F}{2 \cos \alpha}$$

$$\begin{aligned} \text{Therefore } M' &= \frac{F \Sigma x^2}{2 \cos \alpha (x_1)} \\ &= \frac{M \Sigma x^2}{2 x_1 D \cos \alpha} \end{aligned}$$

(since $F = \frac{M}{D}$ in the case of the flange-cleat connection).

$$\text{Also } \theta' = \frac{\theta D}{D'}$$

Values of M' and θ' may therefore be calculated to correspond to the experimental values M and θ . These values are given in table III.

Experimental Values for Flange-Cleat Connection (fig. 18)		Derived Values for Web-Cleat Connection (fig. 19 A)	
M (In. lb. 10 ³)	θ (Rad)	$M' = \frac{M \Sigma x^2}{2 \cos \alpha (x_1 D)}$	$\theta' = \frac{\theta \cdot D}{D'}$
140	0.001	189	0.001
195	0.002	263	0.002
227	0.003	306	0.003
248	0.004	335	0.004
264	0.005	358	0.005
276	0.006	373	0.006

TABLE III.

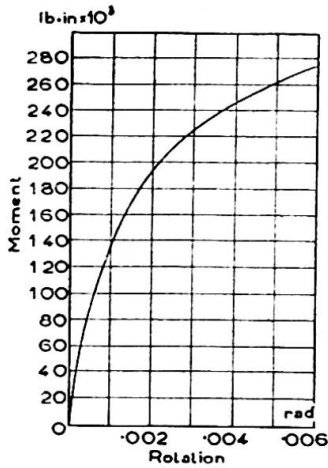


Fig. 18. Moment-angle curve for the flange cleat connection of fig. 16.

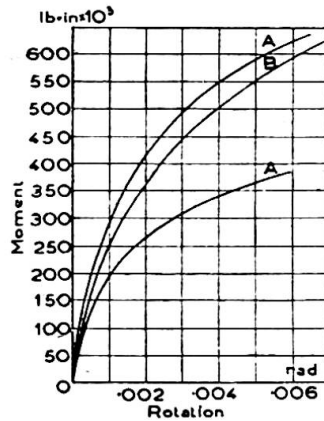


Fig. 19.

A : Derived $M-\theta$ curve according to low moment assumption.
 B : Experimental $M-\theta$ curve.
 C : Derived $M-\theta$ curve according to high moment assumption.

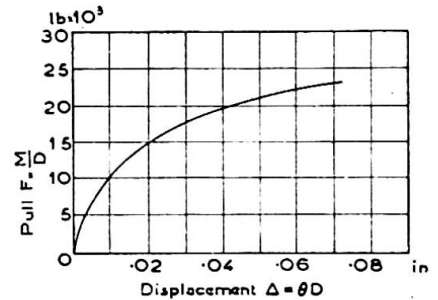


Fig. 20. $F-\Delta$ curve for the flange cleat connection of fig. 16.

b) *High-moment Assumption*

Fig. 20 gives the transformed $F-\Delta$ curve for the flange-cleat connection as deduced from fig. 18. Following the steps stated previously for high-moment conditions, and referring to fig. 14, table IV may be completed.

θ (Rad)	Rivet N° 1		Rivet N° 2		Rivet N° 3		Rivet N° 4		M' $= F_1 D_1 + F_2 D_2$ $+ F_3 D_3 + F_4 D_4$ (in. lb)
	Δ_1 (in)	F_1 (lb)	Δ_2 (in)	F_2 (lb)	Δ_3 (in)	F_3 (lb)	Δ_4 (in)	F_4 (lb)	
	$12'' \times \theta'$		$9'' \times \theta'$		$6'' \times \theta'$		$3'' \times \theta'$		
0.001	0.012	11 700	0.009	10 000	0.006	7 750	0.003	5 000	292 500
0.002	0.024	16 200	0.018	14 150	0.012	11 750	0.006	7 750	415 500
0.003	0.036	19 000	0.027	17 000	0.018	14 150	0.009	10 000	495 900
0.004	0.048	20 700	0.036	19 000	0.024	16 200	0.012	11 750	551 850
0.005	0.060	22 200	0.045	20 250	0.030	17 600	0.015	13 000	593 250
0.006	0.072	23 100	0.054	21 500	0.036	19 000	0.018	14 150	627 150

TABLE IV.

The two moment-angle curves obtained for the web-cleat connection, according to tables III and IV, are shown in fig. 19 together with the experimental curve for the same connection. The two derived curves are located as expected with reference to the experimental one. The low-moment assumption method, which will be taken as a basis for deriving standard moment-angle curves, gives a curve well within the working range of the connection, and offering a certain margin of safety. The divergence of this curve from the experimental one with increase in applied moment is not serious viewed in the light of the range of variation of the

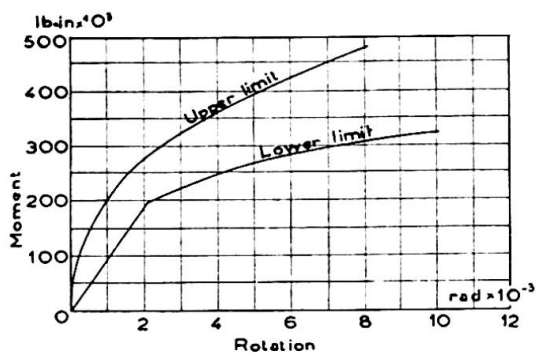


Fig. 21.

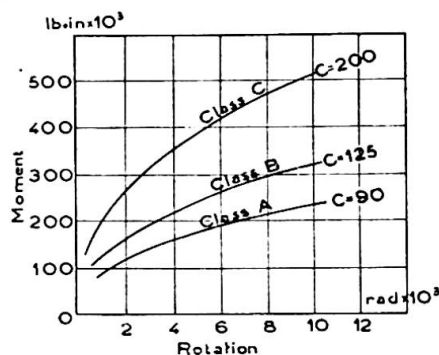


Fig. 22. Standard curves for classified flange cleat connections.

upper and lower limit experimental curves for seven similar specimens for one special connection ⁽⁶⁾ (fig. 21). Moreover, the experimental curve in the previous example is for a single experiment on a 3/8" cleat where great discrepancies are to be expected, the cleats being thin.

Standard curves for web-cleat connections

In the Final Report of the Steel Structures Research Committee, flange-cleat connections were classified into three classes having different standard moment-angle curves with 12-in beam depth (fig. 22). The equations of these curves are shown to be of the form $M = C(1\ 000 \times \theta)^{0.412}$, where C is a constant depending on the class of connection and equals 90, 125 and 200 respectively. Web-cleat connections could similarly be classified (table V) into three classes having three different standard moment-angle curves for each given depth of web cleat or in other words for each number of rows of the connecting rivets or bolts, the rivets and bolts specified in table V being symmetrically arranged about the horizontal axis of the beam.

The derivation, according to the assumptions given before, of the standard moment-angle curve for the set of web-cleat connections having five rows of connecting rivets (fig. 23b), class A, is as follows:—

The equation of the moment-angle curve for the similar flange-cleat connection with 12-in beam depth is

$$M = 90(1\ 000 \times \theta)^{0.412}$$

i.e.,
$$D \times F = 90 \left(1\ 000 \cdot \frac{\Delta}{D} \right)^{0.412}$$

or
$$\frac{D \times M' \times Y_1}{\Sigma Y^2} = 90 \left(1\ 000 \cdot \frac{\theta' \times D'}{D} \right)^{0.412}$$

i.e.,
$$\frac{12 \times 6}{2(6^2 + 3^2)} \cdot M' = 90 \left(1\ 000 \times \frac{12}{12} \times \theta' \right)^{0.412}$$

Therefore
$$M' = 112.5 (1\ 000 + \theta')^{0.412}$$

⁽⁶⁾ Final Report of the Steel Structures Research Committee of the Department of Scientific and Industrial Research, (H. M. S. O.), 1936, p. 283.

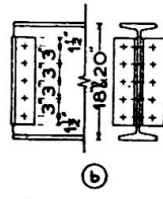
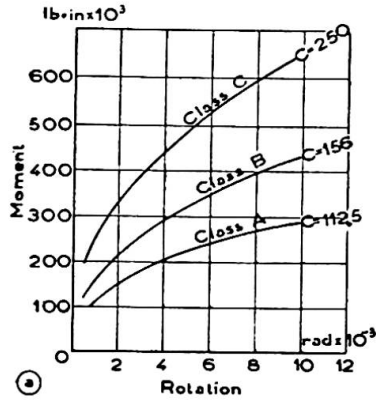


Fig. 23. Proposed standard curves for classified web cleat connections with five rows of rivets.

which is an equation of the same form as those given for flange-cleat connections, but having a different constant C.

For the other two classes—with the same depth and number of connecting rivets or bolts as specified in table V—the constant C is 156 and 250 respectively. The corresponding M — θ curves are given in fig. 23a.

In the same manner, moment-angle curves could be derived for the three classes of connections with different web-cleat depths.

Class	Connection (The first dimension shown is that of the cleat leg connected to the beam web)	Bolts or Rivets	
		To beam	To stanchion
A	6 in × 4 in × 1/2 in web cleats	Ten 3/4 in rivets	Ten 3/4 in mild steel bolts
	4 in × 4 in web cleats, thickness ≥ 1/2 in	Five 3/4 in rivets	Ten 3/4 in rivets or ten 3/4 in high tensile steel bolts at 3 000 lb-in torque
	6 in × 4 in × 3/8 in web cleats	Ten 3/4 in rivets or ten 3/4 in high tensile steel bolts at 3 000 lb-in torque	Ten 3/4 in rivets or ten 3/4 in high tensile steel bolts at 3 000 lb-in torque
B	6 in × 4 in × 1/2 in web cleats	Ten 3/4 in rivets or ten 3/4 in high tensile steel bolts at 3 000 lb-in torque	Ten 3/4 in rivets or ten 3/4 in high tensile steel bolts at 3 000 lb-in torque
C	6 in × 4 in × 3/4 in web cleats	Ten 7/8 in rivets or ten 3/4 in high tensile steel bolts at 3 000 lb-in torque	Ten 7/8 in rivets or ten 3/4 in high tensile steel bolts at 3 000 lb-in torque

TABLE V.

The table V is for web-cleat connections with five rows of connecting rivets or bolts as shown in fig. 23b. Similar tables could be worked

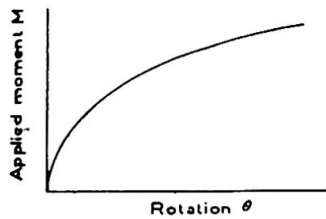


Fig. 24. Moment-angle curve for a flange cleat connection with 12" beam depth.

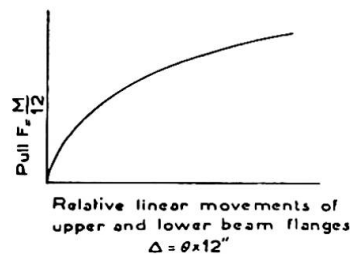


Fig. 25. Transformed curve for the flange connection whose $M-\theta$ curve is given in fig. 24.

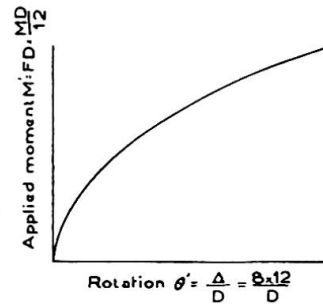


Fig. 26. Moment-angle curve for the same connection with another beam of depth D .

out for connections with different numbers of rows of connecting rivets or bolts.

Appendix. Transformed curve

The experimental tests given in the Reports of the Steel Structures Research Committee were carried out on beams 12 inches deep, and moment-angle curves of the form shown in fig. 24 were obtained for each connection. These curves were transformed so as to show directly the pull on the connection plotted against the relative linear movements of the ends of the upper and lower flanges. The results obtained could thus be used for such connections with beams of any depth. The pull F was arrived at approximately by dividing M by the depth of the beam (12 in). (This is exact in the case of a split-I connection. In flange-cleat connections, M should be divided by a slightly-increased lever arm.) The relative linear movement Δ is obtained by multiplying the abscissa by the depth 12 in of the beam (fig. 25).

Following the same principle, a moment-angle curve may be drawn for the same connection attached to beams of any depth D by multiplying each ordinate F of the $F-\Delta$ curve by D to get M' , and dividing the abscissa Δ by D to get θ' (fig. 26).

Experiments on beams of depths ranging from 10 in to 18 in were carried out and showed that the above-mentioned method was sufficiently accurate for all practical purposes.

Résumé

Des essais systématiques effectués en Angleterre et aux Etats-Unis ont permis d'établir des relations entre le moment appliqué et la déformation angulaire entre poutre et montant suivant le type d'assemblage. Certains essais furent réalisés par goussets mais ne permirent pas d'extrapoler une relation avec suffisamment de précision pour ce type de liaison. Les auteurs proposent de déduire la courbe de liaison âme-gousset de celle entre aile et gousset. Ils donnent deux méthodes de dérivation de ces courbes, selon qu'il s'agit de faibles ou de forts moments, et montrent que la courbe réelle doit se trouver entre ces deux courbes. Une série d'essais confirme ce point de

vue. Les auteurs proposent la mise au point d'assemblages types conformément aux spécifications américaines élaborées par le *Steel Structures Research Committee of the Department of Scientific and Industrial Research for flange-clip connections*. Pour conclure, les auteurs donnent les relations recherchées pour quelques cas particuliers.

Zusammenfassung

Systematische Untersuchungen in England und Amerika an einer Reihe von Verbindungen zwischen Balken und Stützen mit nur Flansch-Befestigungswinkeln haben Zusammenhänge zwischen dem angreifenden Moment und dem Verdrehungswinkel ergeben. Einige auch an Verbindungen mit Steg-Befestigungswinkeln durchgeführte Versuche erlauben aber noch nicht, auch für diese Ausbildungsart entsprechende Beziehungen aufzustellen. Die Verfasser schlagen deshalb deren Abteilung aus den Kurven der Verbindungen mit Flansch-Befestigungswinkeln vor. Zwei Ableitungsmethoden für die Fälle kleiner, resp. grosser Momente werden gegeben, und es wird gezeigt, dass die wirkliche Moment-Drehwinkel-Kurve zwischen den so erhaltenen Kurven liegen muss. Dies bestätigt auch die Kontrolle der Methode an Hand der wenigen veröffentlichten Versuche. Es wird vorgeschlagen, eine Zusammenstellung von Muster-Verbindungen mit Steg-Befestigungswinkeln auszuarbeiten, entsprechend der im *Final Report of the Steel Structures Research Committee of the Department of Scientific and Industrial Research* bereits vorhandenen Zusammenstellung über Verbindungen mit Flansch-Befestigungswinkeln. Schliesslich werden mit der im vorliegenden Aufsatz entwickelten Methode die Gleichungen der Moment-Drehwinkel-Kurven einiger typischer Fälle von Verbindungen mit Steg-Befestigungswinkeln bestimmter Stärke abgeleitet.

Summary

Systematic experimental studies both in England and America have established relationships between applied moment and change of angle between beam and stanchion for a range of beam-to-stanchion connections having flange cleats only. Some experimental work has been done on web-clip connections but this has not been on a sufficient scale to enable moment-angle relationships to be obtained experimentally for such a range of connections as in the other case. The paper therefore proposes a method of deriving the curve for a web-clip connection from that for the corresponding flange-clip connection. Two methods of derivation are given, based on assumptions of low-moment and high-moment conditions respectively throughout the whole range and it is shown that the actual moment-angle curve should lie between those derived according to these two assumptions. Confirmation of this is obtained by applying the methods to the only suitable pair of experiments for which published information is available. It is suggested that a classification should be prepared of standard web-clip connections corresponding to that already available in the *Final Report of the Steel Structures Research Committee of the Department of Scientific and Industrial Research for flange-clip connections*. A typical set of three standard classes is assumed for web-clip connections of a given depth, and the methods developed in the paper are used to determine the equations of the moment-angle curves for each class.

Ic1

Théorie et essais de voilement de tôles sollicitées par des tensions longitudinales à distribution égale

Theorie und Versuche über das plastische Ausbeulen von Rechteckplatten unter gleichmässig verteiltem Längsdruck

Theorie and tests concerning buckling of plates stressed by equally distributed longitudinal stresses

P. P. BIJLAARD
Delft

C. F. KOLLBRUNNER
Döttingen

F. STUSSI
Zürich

Theoretische Grundlagen

Wir legen unserer Theorie des plastischen Ausbeulens die Theorie der örtlichen plastischen Verformungen von P. P. Bijlaard ⁽¹⁾ zu Grunde; damit lassen sich für eine längsgedrückte Platte (Abb. 1) mit $\sigma_x > \sigma_1$ die Formänderungsgleichungen

$$\begin{aligned} M_x &= -N \left(A_r \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + B_r \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ M_y &= -N \left(C_r \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D_r \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ M_{xy} &= -M_{yx} = N \cdot 2 F_r \frac{\partial^2 w}{\partial x \cdot \partial y} \end{aligned} \quad (1)$$

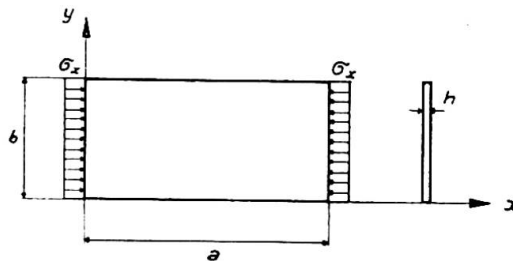


Abb. 1.

anschreiben. Dabei bedeutet N die Plattensteifigkeit im elastischen Bereich,

$$N = \frac{E\mathcal{J}}{1 - \nu^2} = \frac{E \cdot 1 \cdot h^3}{12(1 - \nu^2)}$$

während die Abminderungszahlen A_r , $B_r = C_r$, D_r und F_r die Abnahme der Steifigkeit gegenüber den verschiedenen hier auftretenden Beanspruchungsarten nach Ueberschreiten der Proportionalitätsgrenze kennzeichnen. Sie

⁽¹⁾ P. P. BIJLAARD, *Theory of local plastic deformations* (Abh. I. V. B. H., Band 6).
P. P. BIJLAARD, *Theory of the plastic stability of thin plates* (Abh. I. V. B. H., Band 6).
P. P. BIJLAARD, *Some contributions to the theory of elastic and plastic stability* (Abh. I. V. B. H., Band 8).

sind hier, im Interesse einer einheitlichen Darstellung des elastischen und des plastischen Beulbereiches und in Abweichung gegenüber der ursprünglichen Darstellung durch die Zahlen A , $B = C$, D und F ⁽¹⁾ auf die Plattensteifigkeit N und nicht auf EJ bezogen; gegenüber der ursprünglichen Darstellung erscheinen diese reduzierten Abminderungswerte somit hier mit $(1 - \nu^2)$ multipliziert, also

$$(A_r, B_r, C_r, D_r, F_r) = (1 - \nu^2) (A, B, C, D, F) .$$

Im elastischen Bereich nehmen die reduzierten Abminderungszahlen die Werte

$$A_r = D_r = 1 ,$$

$$B_r = C_r = \nu ,$$

$$2 F_r = 1 - \nu$$

an.

Wir beschränken uns hier, mit Rücksicht auf die heute vorliegenden Versuchsergebnisse, auf das Ausbeulen unter gleichmässig verteiltem Längsdruck σ_x . Setzen wir für diesen Fall die Formänderungsgleichungen (1) in die Gleichgewichtsbedingung eines Plattenelementes,

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} - 2 \frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \cdot \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = \sigma_x \cdot h \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} , \quad (2)$$

ein, so erhalten wir die Beulgleichung für den plastischen Bereich (für $\sigma_x = \text{Konst.}$, $\sigma_y = 0$, $\tau_{xy} = 0$)

$$\boxed{A_r \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 (B_r + 2 F_r) \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + D_r \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = - \frac{\sigma_x \cdot h}{N} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}} \quad (3)$$

Die Lösung dieser Beulgleichung ist von der Lagerungsart der Längsränder abhängig.

a. GELENKIG GELAGERTE LÄNGSRÄNDER.

Bei beidseitig frei drehbaren oder gelenkig gelagerten Längsrändern lautet der Lösungsansatz der Beulgleichung

$$w = w_0 \cdot \sin \frac{n \pi x}{a} \cdot \sin \frac{n \pi y}{b}$$

und wir erhalten die kleinste kritische Spannung mit $n = 1$ zu

$$\sigma_{xkr} = \frac{N}{h} \left[\frac{m^2 \pi^2}{a^2} \cdot A_r + \frac{\pi^2}{b^2} \cdot 2 \cdot (B_r + 2 F_r) + \frac{a^2 \pi^2}{b^4 m^2} \cdot D_r \right]$$

oder mit der Abkürzung

$$\beta^2 = \frac{m^2 \cdot b^2}{a^2}$$

zu

$$\boxed{\sigma_{xkr} = \left[A_r \beta^2 + 2 (B_r + 2 F_r) + \frac{D_r}{\beta^2} \right] \frac{\pi^2 N}{h \cdot b^2}} \quad (4)$$

Im elastischen Bereich wird mit der Schreibweise

$$\sigma_{kr} = k \cdot \frac{\pi^2 N}{h \cdot b^2} = k \cdot \sigma_E$$

der Klammerausdruck zur Beulzahl k ,

$$k_{el} = \beta^2 + 2,00 + \frac{1}{\beta^2}; \quad (5a)$$

für den plastischen Bereich haben wir somit eine abgeminderte Beulzahl k ,

$$k = A_r \beta^2 + 2(B_r + 2F_r) + \frac{D_r}{\beta^2}, \quad (5b)$$

erhalten.

Für die Konstruktionspraxis ist besonders der Kleinstwert von k von Interesse; wir erhalten diesen Kleinstwert k_{min} für

$$2A_r \beta - 2 \frac{D_r}{\beta^3} = 0,$$

$$\beta^2 = \sqrt{\frac{D_r}{A_r}}$$

zu

$$k_{min} = 2\sqrt{A_r \cdot D_r} + 2(B_r + 2F_r) \quad (5c)$$

Eine übersichtliche und für die Konstruktionspraxis bequeme Darstellung des plastischen Ausbeulens erhalten wir, in Analogie zur Knickspannungslinie des zentrisch gedrückten Stabes, durch die Beulspannungslinie, die im elastischen Bereich durch die Beziehung

$$\sigma_{kr} = \frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2}$$

gegeben ist. Aus der Gleichsetzung

$$\frac{\pi^2 \cdot E}{\lambda^2} = k_{el} \cdot \frac{\pi^2 \cdot N}{h \cdot b^2}$$

finden wir die ideelle Schlankheit der Platte zu

$$\lambda = \frac{b}{h} \sqrt{\frac{12 \cdot (1 - \nu^2)}{k_{el}}}. \quad (6)$$

Es liegt nun nahe, auch für das plastische Ausbeulen einen « Beulmodul » T_B durch den Ansatz

$$\sigma_{kr} = \frac{\pi^2 \cdot T_B}{\lambda^2} \quad (7)$$

zu definieren, den wir, ausgehend von k_{min} der Gleichung 5c, aus der Gleichsetzung

$$\frac{\pi^2 \cdot T_B}{\lambda^2} = k_{\min} \cdot \frac{\pi^2 N}{h \cdot b^2}$$

und durch Einführen des Schlankheitsgrades nach Gleichung 6 zu

$$T_B = k_{\min} \cdot \frac{E}{k_{el}} \quad (8)$$

bestimmen können. Für den betrachteten Fall der frei drehbaren Längsränder erhalten wir mit k_{\min} nach Gleichung 5c und mit dem entsprechenden Mindestwert $k_{el} = 4,00$ für den elastischen Bereich den Beulmodul T_B zu

$$T_B = 0,50 \left[\sqrt{A_r \cdot D_r} + B_r + 2 F_r \right] \cdot E \quad (8 a)$$

oder

$$T_B = 0,455 \left[\sqrt{A \cdot D} + B + 2 F \right] \cdot E \quad (8 b)$$

b. STARR EINGESPANNTE LÄNGSRÄNDER :

Für beidseitig starr eingespannte Längsränder kann der Beulwert k_{el} für den elastischen Bereich in Analogie zu Gleichung 5a angeschrieben werden zu ⁽²⁾

$$k_{el} = \beta^2 + 2,39 + \frac{5,24}{\beta^2} \quad (9 a)$$

Wenn auch genau genommen diese Zahlenwerte für einen bestimmten Wert von β ($\beta = 1,5$) ermittelt worden sind und die Form der Beulfläche hier von β abhängig ist, so gilt Gleichung 9a doch mit praktisch mehr als ausreichender Genauigkeit auch für andere Werte von β und sie darf insbesondere auch auf den plastischen Bereich übertragen werden. Damit erhalten wir

$$k = A_r \cdot \beta^2 + 2,39 (B_r + 2 F_r) + \frac{5,24 \cdot D_r}{\beta^2} \quad (9 b)$$

k wird zum Kleinstwert für

$$\beta^2 = 2,29 \sqrt{\frac{D_r}{A_r}}$$

und es ist

$$k_{\min} = 4,58 \sqrt{A_r \cdot D_r} + 2,39 (B_r + 2 F_r) \quad (9 c)$$

Der Beulmodul T_B ergibt sich für diesen Fall mit $\min. k_{el} = 6,97$ zu

⁽²⁾ F. Stüssi, Berechnung der Beulspannungen gedrückter Rechteckplatten (Abh. I. V. B. H., Band 8).

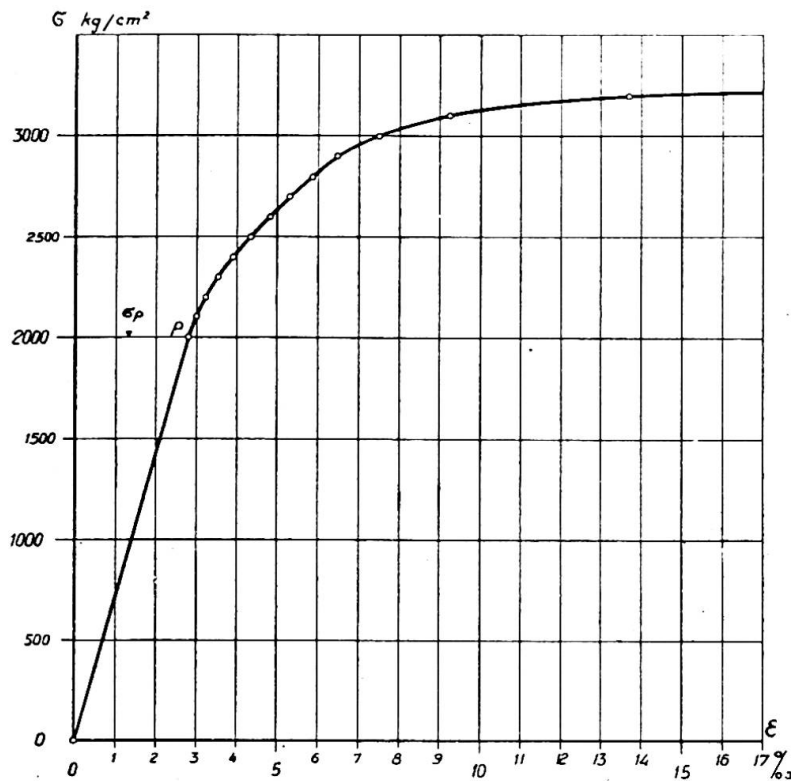


Abb. 2. Mittleres Spannungs - Dehnungs - Diagramm von Avional-M Platten.

$$T_b = [0,657 \sqrt{A_r \cdot D_r} + 0,343 (B_r + 2F_r)] E \quad (8 c)$$

oder

$$T_b = [0,598 \sqrt{A \cdot D} + 0,312 (B + 2 F)] \cdot E \quad (8 d)$$

Genau so, wie der Knickmodul T_k des Druckstabes von der Querschnittsform abhängig ist, so ist hier der Beulmodul von der Lagerungsart der Längsränder abhängig. Für Platten mit einem gelenkig gelagerten und einem starr eingespannten Längsrand darf der Beulmodul genau genug als Mittelwert der beiden durch die Gleichungen 8a und 8b bestimmten Werte angenommen werden.

Versuchsergebnisse

a. FRÜHERE VERSUCHE :

Diese theoretischen Ergebnisse seien zunächst mit den früheren Versuchen von C. F. Kollbrunner ⁽³⁾ verglichen. Diese Beulversuche ($\sigma_x = \text{Konst.}$) wurden an Platten aus Avional M der Aluminium Industrie A. G. Neuhausen mit $E = 715 \text{ t/cm}^2$ durchgeführt. Das mittlere Spannungs-Dehnungs-Diagramm ist in Abb. 2 aufgetragen. Die daraus nach der Theorie

⁽³⁾ C. F. KOLLBRUNNER, *Das Ausbeulen der auf einseitigen, gleichmässig verteilten Druck beanspruchten Platten im elastischen und plastischen Bereich* (Mitteil. a. d. Institut f. Baustatik an der E. T. H., Zürich, Nr. 17).

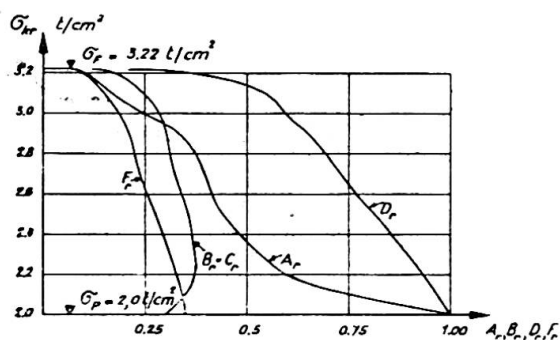


Abb. 3. Abminderungszahlen.

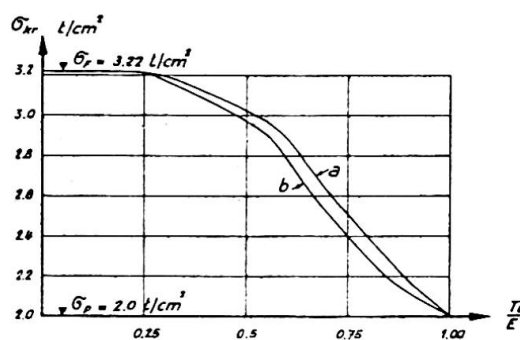


Abb. 4. Beulmodul.

von P. P. Bijlaard berechneten Abminderungszahlen A_r , $B_r = C_r$, D_r , F_r sind aus Abb. 3 ersichtlich, während der Beulmodul T_B für die beiden Lagerungsarten nach den Gleichungen 8a und 8c in Abb. 4 dargestellt ist.

Die folgende Tabelle I enthält die Versuchsmittelwerte von σ_{kr} für Versuche im elastischen und plastischen Bereich, geordnet nach den aus Gleichung 6 berechneten Schlankheiten λ und für die drei Lagerungsarten

- a : beidseitig gelenkig,
- b : beidseitig starr eingespannt,
- c : einseitig gelenkig, einseitig starr eingespannt.

σ_{kr}	b	h	λ	Lagerung	Tab. Nr.
t/cm ²	cm	cm			
2,924	4,4	0,2	27,6	b	10
2,733	5,3	0,2	37,6	c	9
2,116	6,2	0,2	51,2	a	6
2,024	10,2	0,3	56,2	a	5
1,936	9,4	0,2	58,9	b	11
1,246	10,3	0,2	73,0	c	8
0,939	10,2	0,2	84,3	a	5
0,732	20,3	0,3	96,0	c	7
0,683	6,2	0,1	102,4	a	6
0,474	19,4	0,2	121,5	b	12

TABELLE I.

Zur Orientierung sind in Tabelle I auch die Tabellennummern des Versuchsberichtes (³) angegeben.

Abb. 5 enthält den Vergleich dieser Versuchswerte mit den nach Gleichung 7 berechneten Beulspannungslinien.

b. NEUE VERSUCHE :

Da für die früheren Versuche nur eine Belastungseinrichtung (Hebelmaschine) beschränkter Leistungsfähigkeit ($P_{max} \equiv 6 \text{ t}$) zur Verfügung stand und auch die Ausführung der Führungselemente der Platten nicht voll befriedigte, wurde am Institut für Baustatik an der E. T. H. (Abteilung Stahlbau und Holzbau, F. Stüssi) in Zusammenarbeit mit der Technischen

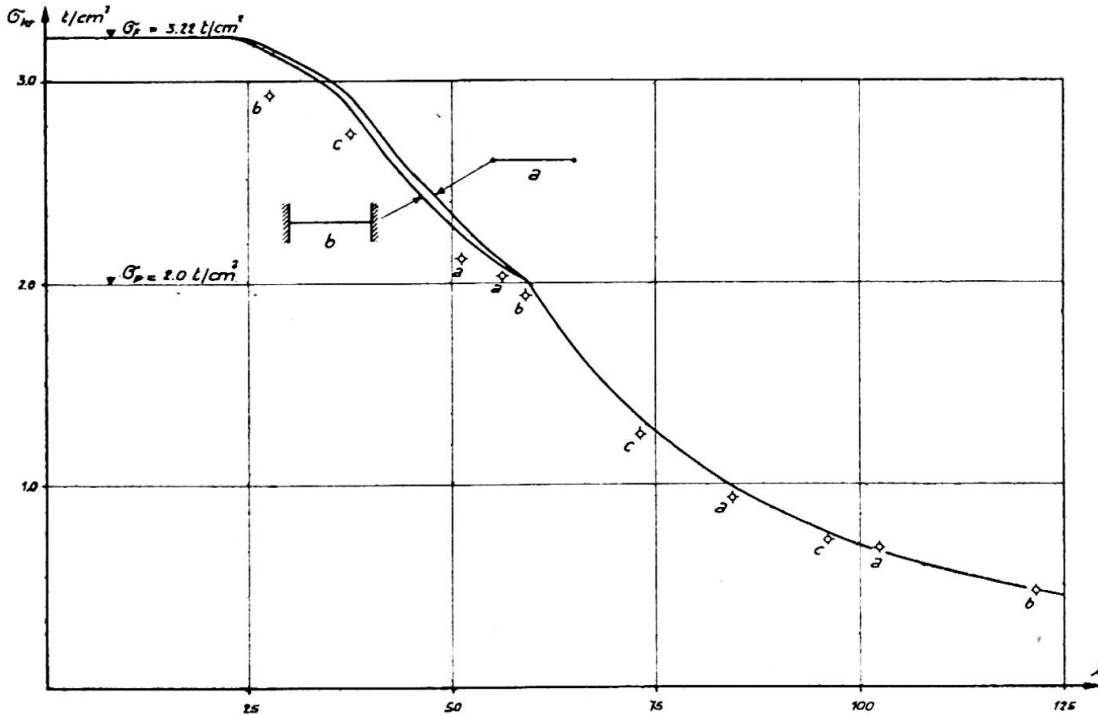


Abb. 5. Vergleich der Versuchswerte mit den berechneten Beulspannungslinien.

Kommission des Verbandes der Schweiz. Brückenbau- und Stahlhochbau-Unternehmungen (T. K. V. S. B. Präsident C. F. Kollbrunner) eine neue verbesserte und leistungsfähigere Hebelmaschine mit $P_{max} \equiv 25 t$ (Abb. 6

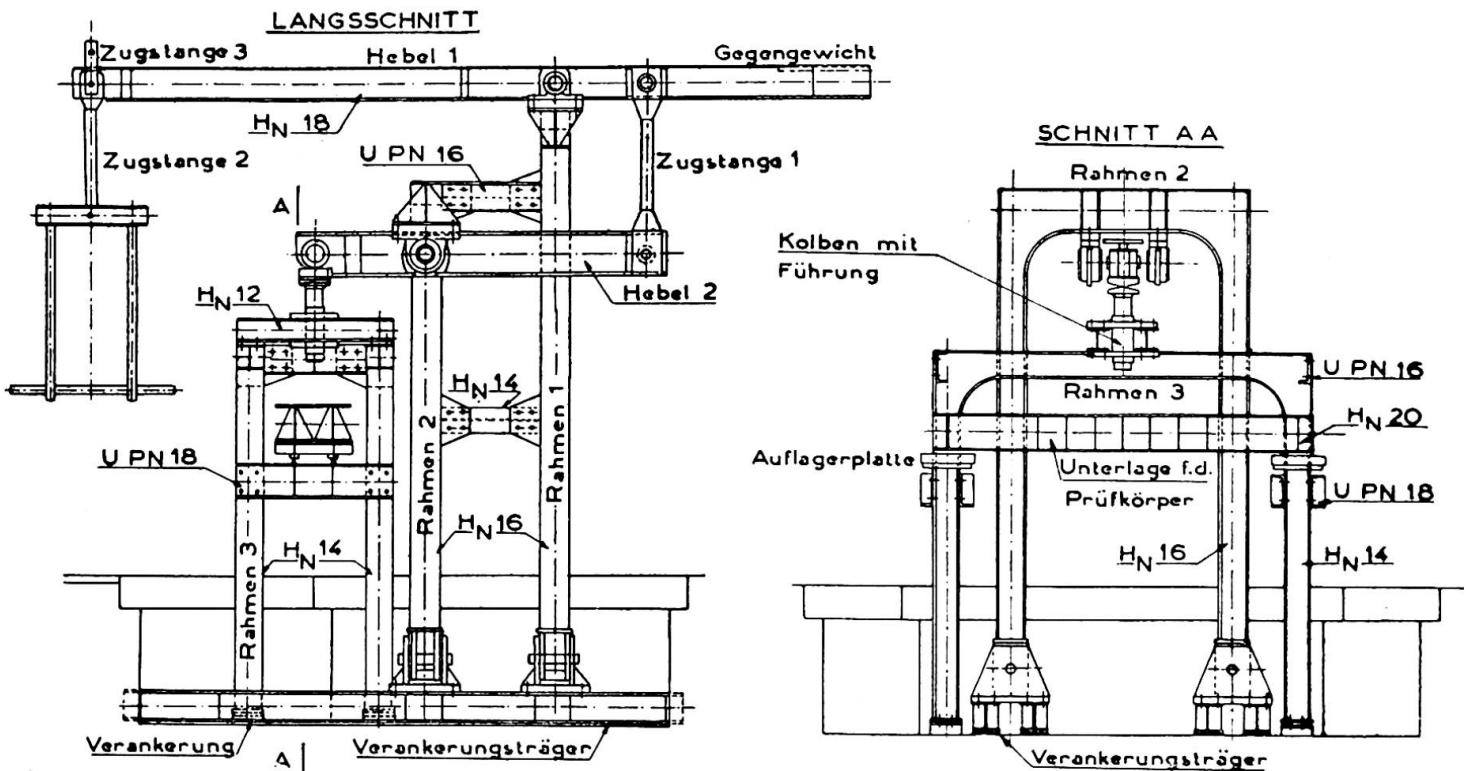


Abb. 6. Hebelmaschine von 25 t Leistungsfähigkeit.

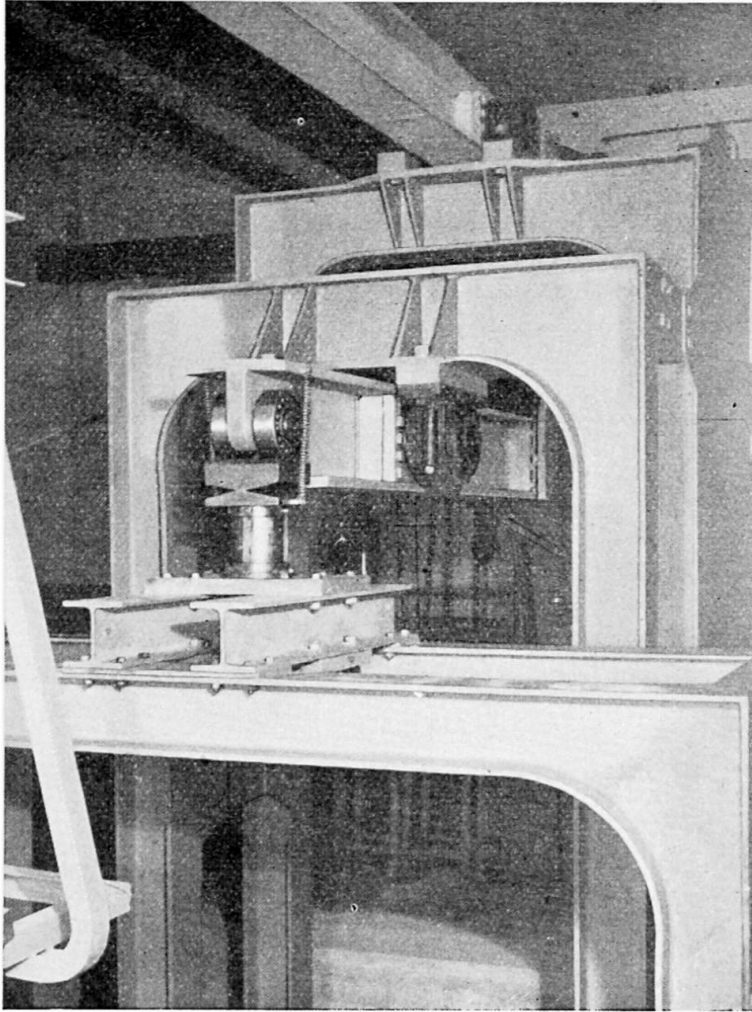


Abb. 7. Hebelmaschine von 25 t Leistungsfähigkeit.

u. 7) aufgestellt und es wurden auch verbesserte Plattenführungen (Abb. 8) und Versuchseinrichtungen entwickelt.

Die Einzelheiten dieser neuen Versuchseinrichtungen wurden von Dipl. Ing. M. Walt entworfen, der auch zusammen mit Mechaniker E. Peter die neuen Versuche durchführte.

Zunächst wurden aus von den früheren Versuchen her noch vorhandenen Platten (Avional M) einige Versuchsreihen mit $\sigma_r = \text{Konst.}$ für die beiden Lagerungsarten *a* und *b* durchgeführt, deren Ergebnisse in Tabelle 2 zusammen gestellt sind.

In Abb. 9 sind diese Versuchswerte mit den theoretischen Beulspannungen verglichen.

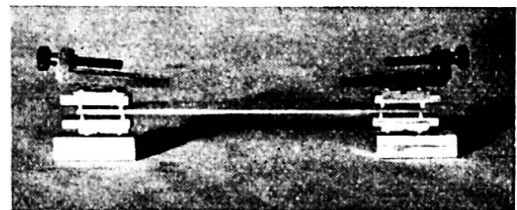
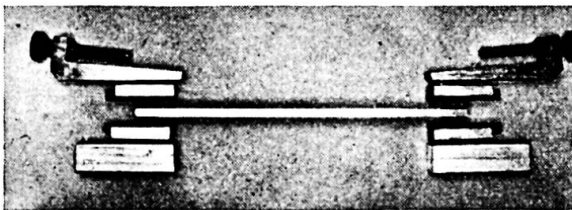


Abb. 8. Neue verbesserte Plattenführungen.

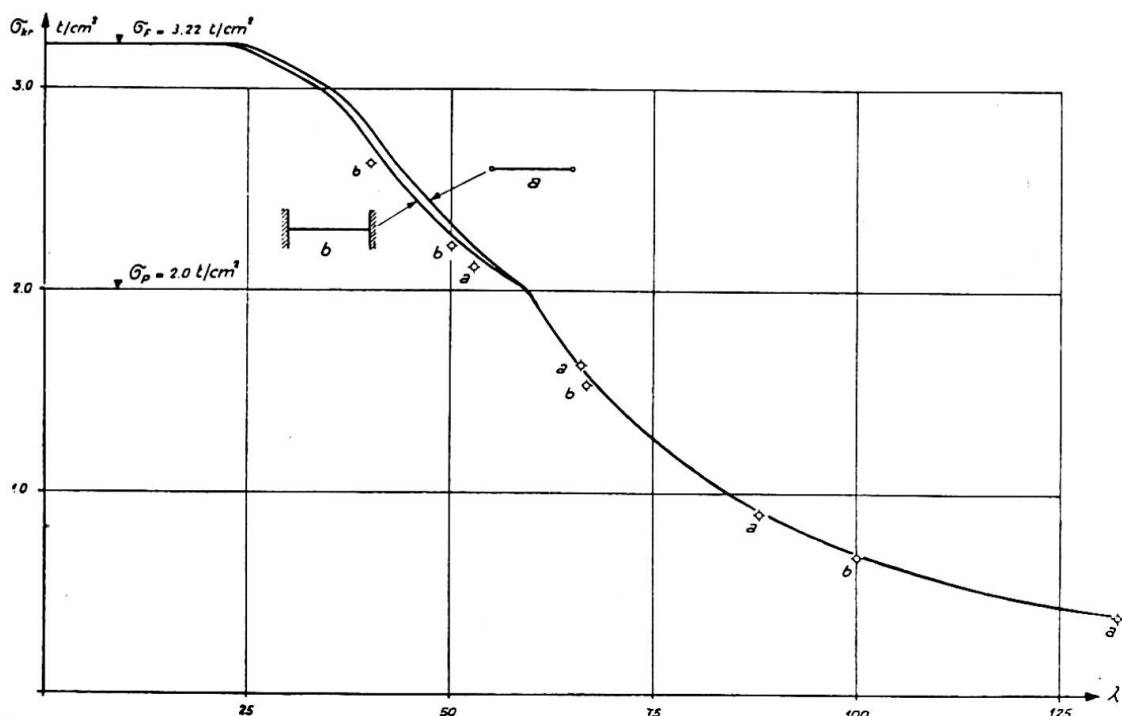


Abb. 9. Vergleich der Versuchswerte mit den theoretischen Beulspannungen.

Lagerung	b	h	σ_{kr}	λ
	cm	cm	t/cm ²	
a	16	0,2	0,386	132,2
		0,3	0,892	88,1
		0,4	1,625	66,1
		0,5	2,112	52,9
b	16	0,2	0,680	100,2
		0,3	1,530	66,8
		0,4	2,219	50,1
		0,5	2,630	40,1

TABELLE 2.

Schlussfolgerungen

Für den untersuchten Fall von gleichmässig verteiletem Längsdruck σ_x ist die Uebereinstimmung von Theorie und Versuch bemerkenswert gut. Damit darf auch die Theorie der örtlichen plastischen Verformungen von P. P. Bijlaard als gesichert angesehen werden.

Ueber unsere weiteren gemeinsamen Untersuchungen, die sich besonders auch auf ungleichmässig verteilten Druck beziehen werden, soll am Kongress selbst berichtet werden.

Résumé

Pour le voilement des tôles sollicitées par des tensions longitudinales à distribution égale, les tensions théoriques de voilement sont calculées en se basant sur la théorie des déformations locales plastiques de P. P. Bijlaard et elles sont présentées sous forme de la courbe des tensions de voilement, c'est-à-dire en fonction d'un coefficient d'élanement idéal λ . D'ailleurs, en analogie du module de flambage, un module de voilement T_B est introduit, dont la grandeur pour un matériel déterminé et une répartition de charge déterminée ne dépend pas seulement de la tension critique, mais aussi des conditions au bord de la tôle. Les tensions de voilement calculées présentent notamment une bonne concordance avec les résultats d'épreuves antérieures et récentes.

Zusammenfassung

Für das Ausbeulen von durch gleichmässig verteilten Längsdruck beanspruchten Platten werden die theoretischen Beulspannungen auf Grund der Theorie der örtlichen plastischen Verformungen von P. P. Bijlaard berechnet und in Form der Beulspannungslinie, d. h. in Funktion eines ideellen Schlankheitsgrades λ dargestellt. Ferner wird in Analogie zum Knickmodul ein Beulmodul T_B eingeführt, dessen Grösse für gegebenes Material und gegebene Belastung nicht nur von der kritischen Spannung, sondern auch von den Randbedingungen der Platte abhängt. Die berechneten Beulspannungen zeigen bemerkenswert gute Uebereinstimmung mit älteren und neuen Versuchsergebnissen.

Summary

For the buckling of plates stressed by equally distributed longitudinal stresses the theoretical buckling tensions are calculated on the basis of the theory of local plastic torsions of P. P. Bijlaard and depicted in the form of the buckling pressure-curve, i.e. in function of an ideal ratio of slenderness λ . Furthermore, in analogy to the modulus of buckling, a buckling-modulus T_B is introduced, the extent of which, for a given material and a given load distribution, does not depend only on the critical tension but also on conditions at the edge of the plate. The buckling tensions calculated show a noteworthy resemblance to previous and recent results of tests.

Ic2

Contribution à l'étude du voilement des tôles raidies

Beitrag zum Studium des Ausbeulens ausgesteifter Bleche

A contribution to the study of buckling stiffened plates

CH. DUBAS

Ingénieur, Bulle

I. Le voilement

Dans le problème du voilement, il faut tenir compte des charges transversales qui proviennent des *déformations possibles* de la tôle sollicitée dans son plan par des efforts de bout. Nous pouvons admettre ces charges transversales, fonction des flèches que nous appellerons w_0 . Elles agissent alors comme des charges ordinaires d'une plaque et produisent en conséquence des flèches que nous désignerons par w_1 .

Au moment où $w_0 = w_1$, la tôle fléchit par suite des efforts de bout. Si l'on multiplie à cet instant les charges transversales admises par un facteur quelconque d'affinité, on trouve des flèches w_0 et w_1 multipliées par ce même facteur d'affinité, la condition $w_0 = w_1$ restant toujours exacte. Puisque la flèche possède à la fois plusieurs valeurs, elle est indéterminée et l'équilibre est instable : la tôle se voile. La charge de bout correspondant à $w_0 = w_1$ est donc la charge critique, exprimée généralement au moyen du facteur de voilement k .

La méthode exposée est la méthode bien connue d'Engesser-Vianello, utilisée couramment pour le calcul des barres au flambement. Dans ce dernier cas, il est vrai, on ne tient pas compte de charges transversales, mais directement de moments fléchissants.

II. La plaque fléchie

1. CAS GÉNÉRAL

Les charges transversales une fois admises, nous avons à calculer les flèches qui en découlent. C'est le problème de la plaque fléchie. L'exactitude dont nous avons besoin aurait exigé des calculs trop longs en utili-

sant les méthodes classiques (séries de Fourier ou autres, différences selon Marcus, ...). Ci-après la méthode employée :

Considérons la relation bien connue entre les charges transversales et les flèches d'une plaque :

$$\boxed{\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D}} \quad (1)$$

où $D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$ est la rigidité de la plaque à la flexion, par unité de largeur. Cette équation différentielle (1) correspond à celle de la flexion des poutres :

$$\boxed{\frac{d^4 w}{dx^4} = \frac{p}{E\mathcal{J}}} \quad (2)$$

qui provient elle-même de la combinaison des équations fondamentales :

$$\boxed{\frac{d^2 M}{dx^2} = -p} \quad (3) \quad \text{et} \quad \boxed{\frac{d^2 w}{dx^2} = -\frac{M}{E\mathcal{J}}} \quad (4)$$

Remplaçons la plaque par une série de poutres longitudinales (parallèles à l'axe des x) et de poutres transversales (parallèles à l'axe des y). Alors, d'après (2), le terme $\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}$ n'est rien d'autre que la charge $\frac{p_x}{D}$ des poutres longitudinales et $\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}$, la charge $\frac{p_y}{D}$ des poutres transversales, à la condition que les flèches de la plaque coïncident parfaitement avec celles des poutres de remplacement :

$$\boxed{w_x = w} \quad (5) \quad \text{et} \quad \boxed{w_y = w} \quad (6)$$

Quant au terme $\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}$, il représente une charge p_{xy} des poutres longitudinales telle que les moments M_{xy} produits soient égaux aux moments M_y des poutres transversales chargées avec les p_y :

$$\boxed{M_{xy} = M_y} \quad (7)$$

En effet, selon (3), nous avons : $\frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x^2} = -p_{xy} = \frac{\partial^2 M_y}{\partial x^2}$ et comme $\frac{\partial^2 w_y}{\partial y^2} = -\frac{M_y}{D}$ d'après (4), alors $\frac{p_{xy}}{D} = \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}$ en tenant compte de (6).

En chargeant les poutres transversales avec des charges p_{yx} , on trouverait de même : $\frac{p_{xy}}{D} = \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} = \frac{p_{yx}}{D}$, à la condition que :

$$\boxed{M_{yx} = M_x} \quad (8)$$

Si nous introduisons les valeurs de $\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}$, $\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}$, $\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}$ dans l'équation différentielle (1), nous trouvons :

$$p_x + 2 p_{xy} + p_y = p \quad (9)$$

Nous avons donc maintenant remplacé la plaque par un système de poutres entre-croisées. Pour le résoudre, nous ne disposons que d'une seule condition d'équilibre (9), de sorte que le problème est doublement hyperstatique. Mais nous disposons aussi de quatre conditions exprimant les déformations mutuelles des poutres de remplacement. En réalité (5) et (6) ne forment qu'une seule condition : $w_x = w_y$, de même que (7) et (8), puisque $p_{xy} = p_{yx}$. Nous pouvons donc écrire en chaque point de croisement des poutres longitudinales et transversales trois équations pour les trois inconnues p_x , p_{xy} , p_y .

Nous choisissons pour commencer le réseau des poutres de remplacement et nous appliquons aux poutres de bord ce que nous venons de dire. On en déduit alors les valeurs correspondantes de p_x , p_{xy} et p_y . Par exemple, si la plaque est appuyée sur son pourtour, les poutres de bord ne supportent aucune charge.

Les p_x , p_{xy} , p_y doivent maintenant être déterminés en tous les points de croisement non situés sur le pourtour de la plaque. Nous pouvons très bien faire agir l'un après l'autre les p_x aux différents points. Pour chacun d'eux, nous calculerons les w_x correspondants des poutres longitudinales. Nous connaissons par conséquent les w_y des poutres transversales, puisque $w_x = w_y$. Nous écrivons alors que les p_y inconnus produisent les w_y trouvés, ce qui nous donne une série d'équations. En les résolvant nous obtenons les valeurs des p_y . On procède de même avec les moments $M_x = M_{yx}$ et l'on trouve les p_{xy} . Nous connaissons donc à cet instant les p_x , $2 p_{xy}$, p_y en tous les points et par conséquent leur somme p . En superposant l'influence des p_x inconnus aux divers points et en introduisant les valeurs connues des charges réelles de la plaque p , on obtient une série d'équations, qui une fois résolues, donnent les p_x aux divers points. De là on calcule aisément les flèches $w_x = w$, qui seules nous intéressent dans les calculs au voilement. Le même raisonnement peut se faire, bien entendu, en partant des p_y , des p_{xy} , des M_x , des M_y ou même directement des w .

2. CAS PARTICULIER DE LA PLAQUE APPUYÉE SEULEMENT SUR SON POURTOUR ET FLÉCHIE PAR DES CHARGES RÉPARTIES SINUSOÏDALEMENT DANS LE SENS LONGITUDINAL

Dans ce cas les p_y , M_y et w_y de toutes les poutres transversales sont des sinusoïdes parallèlement à l'axe des x . Nous n'avons donc plus que la poutre transversale médiane à considérer (sommet des sinusoïdes). Puisque $w_x = w_y$, les p_x sont également des sinusoïdes, qui valent, selon (2), $\frac{\pi^4}{a^4} w_y$. De même les p_{xy} valent $\frac{\pi^2}{a^2} M_y$, d'après (3). La relation (9) nous donne alors :

$$p = \frac{\pi^4}{a^4} D \cdot w_y + 2 \frac{\pi^2}{a^2} M_y + p_y \quad (10)$$

où w_y et M_y sont les moments et les flèches de la poutre transversale médiane dus à p_y . De là, le calcul se poursuit comme dans le cas général en superposant l'influence des divers p_y inconnus.

3. OBSERVATIONS

Dans les applications numériques, on exécutera tous les calculs des poutres de remplacement pour des charges, des moments ou des flèches unitaires. Ceci fait, le calcul des p d'une plaque rectangulaire de dimensions quelconques est extrêmement rapide : il suffit d'une simple superposition. Il ne reste plus alors qu'à résoudre un système d'équations contenant autant d'inconnues que de points de croisement, comme avec le procédé de Marcus, bien moins précis et par conséquent bien moins avantageux. Nous avons de plus exécuté tous les calculs sous forme de tables, en utilisant les charges nodales

$$K_m = \frac{\Delta x}{12} (p_{m-1} + 10 p_m + p_{m+1}),$$

ce qui nous a permis en plus de ramener les charges concentrées de la plaque à des charges réparties équivalentes p .

Outre le calcul des plaques, de nombreuses applications de la méthode exposée sont possibles, notamment pour le calcul des tranches minces, des voiles et des barrages arqués. On remarquera d'ailleurs que la seule différence d'avec le calcul élémentaire des plaques et des barrages arqués par bandes entre-croisées provient de ce que nous avons tenu compte du terme de torsion.

III. Les charges transversales dues à la flexion latérale d'une âme de poutre pleine raidie longitudinalement. Le coefficient de voilement k

La charge transversale due à la flexion latérale d'une tôle d'épaisseur h soumise à des contraintes σ_x seulement vaut :

$$p_t = \sigma_x \cdot h \frac{\partial^2 w_0}{\partial x^2} \quad (11)$$

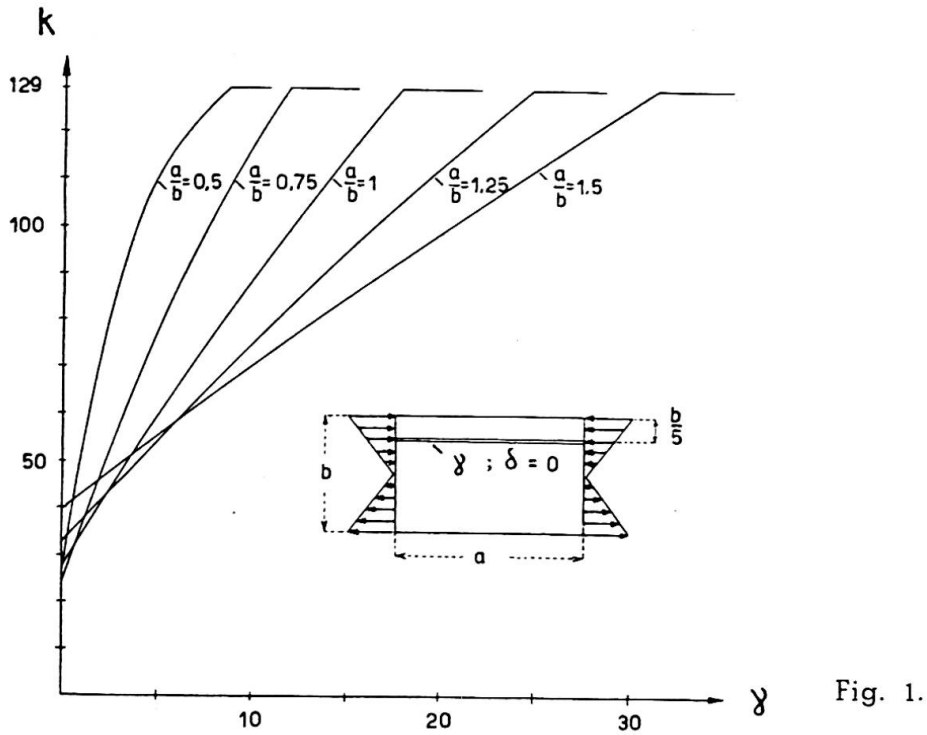
L'effort dû au raidisseur de section F_r , de moment d'inertie J_r et de largeur c au droit de la tôle a pour expression :

$$c (p_{rF} + p_{rN}) = - E J_r \frac{\partial^4 w_0}{\partial x^4} + \sigma_x F_r \frac{\partial^2 w_0}{\partial x^2} \quad (12)$$

On voit que si w_0 est une sinusoïde parallèlement au raidisseur, les charges p_t , p_{rF} et p_{rN} sont également des sinusoïdes. Il en est de même, comme nous l'avons vu, des flèches w_1 dues à ces charges. La condition de voilement $w_0 = w_1$ énoncée tout au début est par conséquent satisfaite : les flèches $w_0 = w_1$ sont bien des sinusoïdes parallèlement au raidisseur. Introduisons les abréviations usuelles

$$\gamma = \frac{E J_r}{D b}, \quad \delta = \frac{F_r}{b h}, \quad N_x = \omega N_x^{\max}, \quad N_x = k N_c = k \frac{\pi^2 D}{b^2}$$

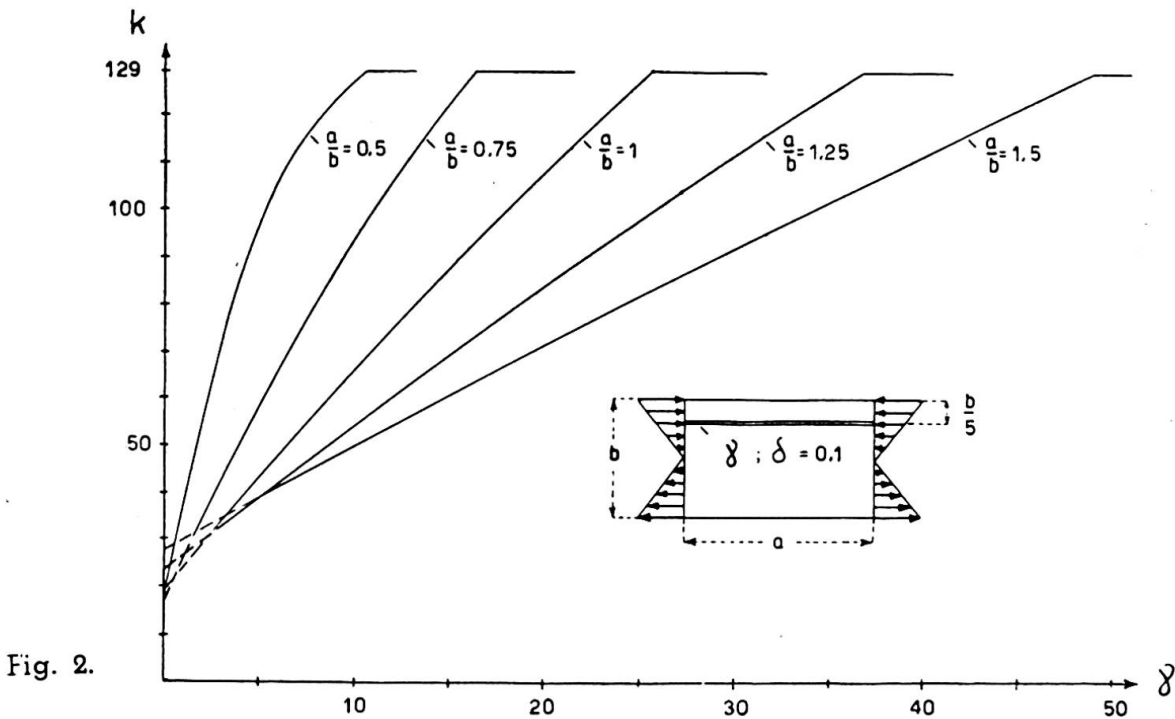
où b est la hauteur de la tôle, et remarquons que $c (p_{rF} + p_{rN})$ est une charge concentrée dans un sens. Il suffit de considérer désormais le sommet



des sinusôides $w_0 \cdot \sin \frac{\pi}{a} x$, (où a est la longueur de la tôle), c'est-à-dire la médiane perpendiculaire au raidisseur. Les équations (11) et (12) deviennent alors :

$$p_t = k \frac{\pi^4}{a^2 b^2} \omega D w_0 \quad (13)$$

$$P_{rx} + P_{rx} = - D w_0 \left(\gamma b \frac{\pi^4}{a^4} - \omega k \delta \frac{\pi^4}{a^2 b} \right), \quad (14)$$



Dès que les w_0 sont choisis, on peut trouver très rapidement les flèches $w_{1kl} \cdot k$, w_{1rF} , $w_{1krN} \cdot k$ dues aux p_l , P_{rF} , P_{rN} , en utilisant les tables dressées lors du calcul de la plaque fléchie de mêmes dimensions que la tôle. La flèche totale $w_1 = w_0$ vaut alors, au moment du voilement :

$$w_0 = (w_{1kl} + w_{1krN}) k + w_{1rF}$$

d'où :

$$k = \frac{w_0 - w_{1rF}}{w_{1kl} + w_{1krN}} \tag{15}$$

expression dans laquelle k doit être constant, quel que soit le point considéré. Si ce n'est pas le cas, il faut recommencer le calcul avec de nouveaux w_0 améliorés : c'est le principe de la méthode d'Engesser-Vianello, dont nous avons déjà parlé. On traitera pour débiter le cas $\delta = 0$. Pour un δ non nul, on peut montrer que les w_0 et le k ne changent pas, si le γ augmente suffisamment. On trouve aisément la valeur de ce γ en maintenant constante l'expression (14). Ceci fait, le γ correspondant à un δ quelconque s'obtient de façon rigoureuse au moyen d'une simple interpolation linéaire.

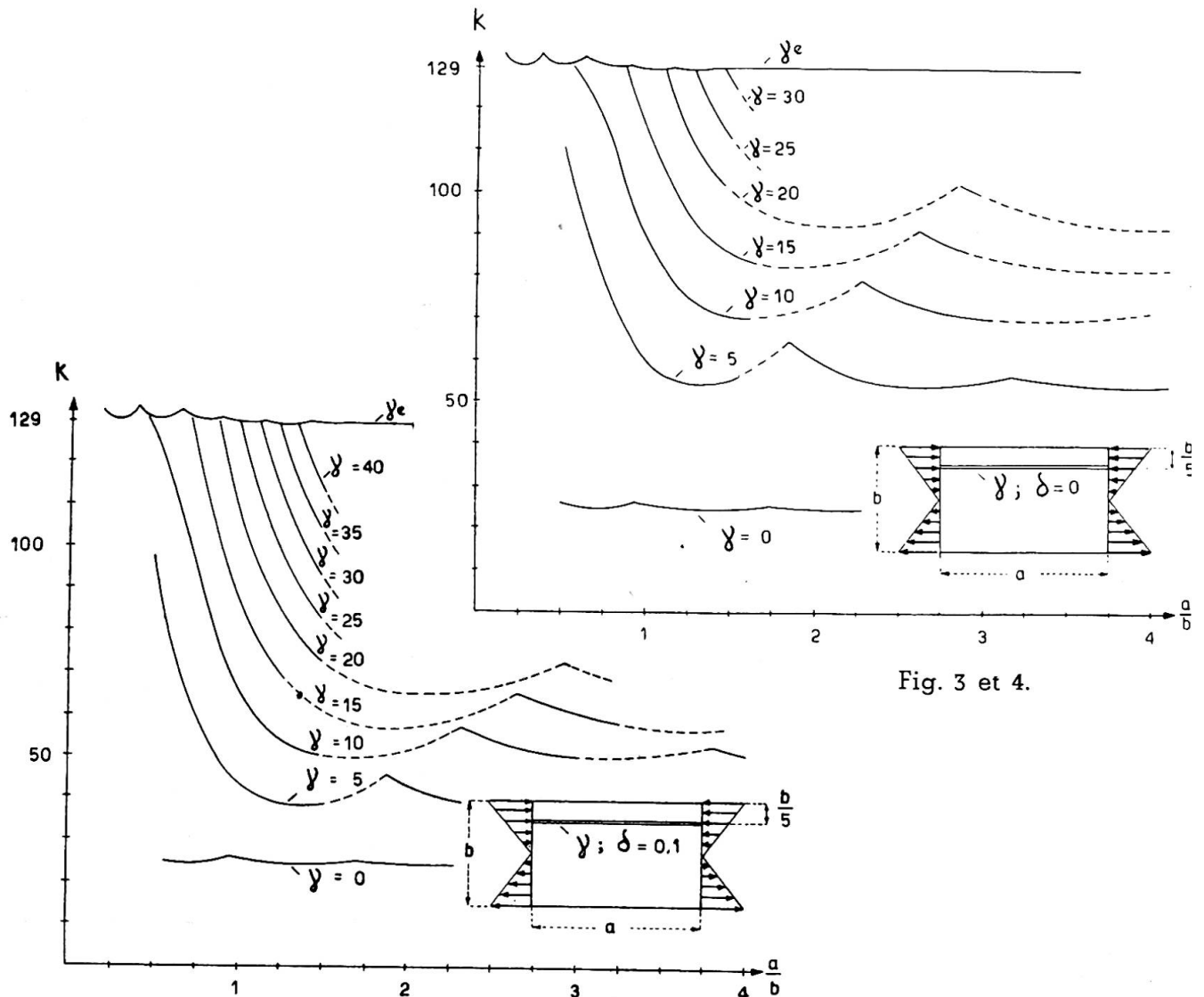


Fig. 3 et 4.

IV. Résultats et conclusions

On montre que le coefficient de voilement k atteint son maximum lorsque le raidisseur se trouve entre deux séries librement formées de cloques superposées ($w = 0$) et qu'il possède la rigidité *ad hoc*, dite *économique, rationnelle* ou *minimum*. A ce moment, le voilement se produit indifféremment avec une seule série de cloques juxtaposées ou deux séries de cloques superposées. Pour les panneaux sans effort tranchant appréciable d'une poutre fléchie, les calculs exécutés donnent, pratiquement dans tous les cas, le *cinquième supérieur de l'âme* et non le quart, supposé généralement, sans justification.

L'augmentation du k , et par conséquent des tensions critiques

$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 D}{b^3 h} = k \frac{\pi^2 E}{12 (1 - \nu^2)} \left(\frac{h}{b} \right)^2$$

est considérable si l'on déplace du quart au cinquième supérieur le raidisseur dit *parfaitement rigide*, c'est-à-dire *possédant la rigidité économique* ou *rationnelle*. En comparant nos résultats et ceux de Stiffel (*Biegungsbeulung versteifter Rechteckplatten, Der Bauingenieur, 5. Okt. 1941*), qui paraissent les plus exacts, cette augmentation atteint 37 %. Les courbes nécessaires au constructeur, données ci-contre (avec parties pointillées approximatives) ont d'ailleurs la même allure que si le raidisseur se

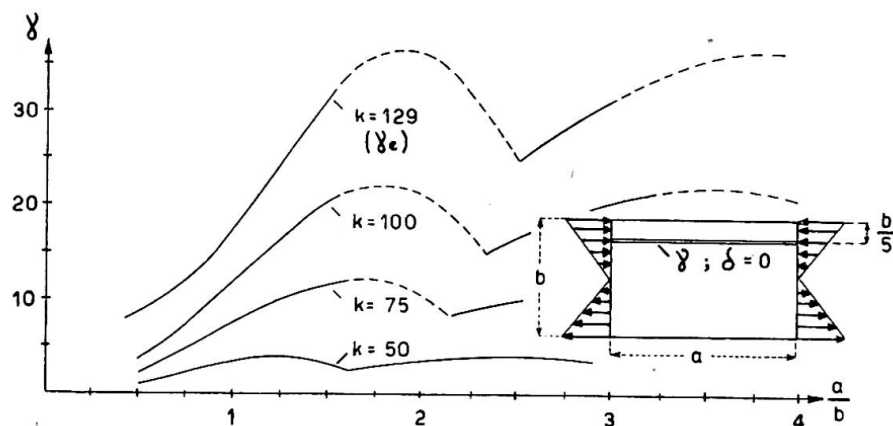


Fig. 5.

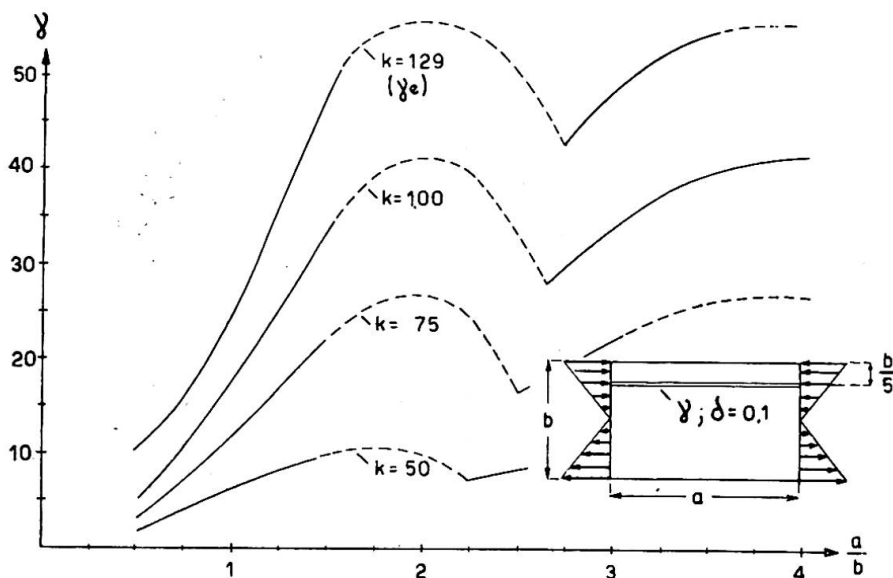


Fig. 6.

trouve au quart supérieur de l'âme (cf. Ch. Massonnet, *La stabilité de l'âme des poutres munies de raidisseurs horizontaux et sollicitées par flexion pure*, *Mémoires A. I. P. C.*, 1940-1941). Nous ne donnons que les courbes correspondant à $\delta = 0$ et à $\delta = 0,1$ puisque nous pouvons interpoler linéairement ou même extrapoler. Des contrôles nombreux ont en outre été faits par la méthode énergétique.

Remarquons pour terminer que la *rigidité minimum de deuxième espèce* distinguée par certains auteurs (voir les deux articles du *Stahlbau*, 8. Sept. 1944 : A. Kromm, *Zur Frage der Mindeststeifigkeiten von Platten-aussteifungen*; E. Chwalla, *Ueber die Biegebeulung der längsversteiften Platte und das Problem der Mindeststeifigkeit*) n'est rien d'autre que la rigidité minimum pour former deux séries de cloques superposées, lorsque le raidisseur ne se trouve pas à l'endroit le plus favorable.

Résumé

L'emploi de la méthode Engesser-Vianello pour résoudre le problème du voilement est possible par elle-même. Il faut au préalable déterminer les flèches de la tôle sollicitée transversalement, ce qui peut se faire facilement à l'aide d'une méthode améliorée par bandes entrecroisées, en tenant compte de la torsion.

L'épaisseur des tôles d'une poutre à âme pleine sollicitée par flexion pure est minimum, lorsque le raidisseur se trouve au cinquième supérieur et possède la rigidité suffisante. Dans ce cas, le coefficient de voilement atteint la valeur de 129.

Zusammenfassung

Die Anwendung des Verfahrens von Engesser-Vianello zur Lösung der Beulprobleme ist ohne weiteres möglich, erfordert aber zuerst die Bestimmung der Durchbiegungen der als querbelastete Platten beanspruchten Bleche, was am besten mit Hilfe einer verbesserten, genauen Streifenmethode mit Berücksichtigung der Torsion erfolgt.

Die Blechdicke eines auf reine Biegung beanspruchten vollwandigen Trägers wird dann am kleinsten, wenn die Steife im oberen Fünftel liegt und die notwendige Steifigkeit besitzt. Die Beulzahl erreicht in diesem Falle den Wert 129.

Summary

The use of the Engesser-Vianello process for solving the problem of buckling is actually possible, but it is necessary to have a prior knowledge of the deflection of the stressed plates used as transversally loaded slabs, which is best done with the help of an improved and precise strip method, taking torsion into account.

The thickness of plates of a plate girder stressed by bending alone is smallest if the strip lies in the upper fifth and has the requisite stiffness. In this case the buckling factor reaches the value of 129.

lc3

Le comportement des éléments comprimés de faible épaisseur

Das Verhalten dünnwandiger Druckgurte

Performance of thin steel compression flanges

D^r GEORGE WINTER

Professor of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, N. Y., U. S. A.

The economic use of standard, hot-rolled steel shapes is limited to relatively substantial structures. The need for lighter steel members for small scale industrial, commercial and residence building initiated the use of structural members made from sheet steels by cold forming (cold rolling or pressing). Roof decks of a considerable variety of sizes and shapes, formed in this manner, as well as structural shapes of I-, channel, and similar sections, have been in use in the U. S. A. for many years. The development of automatic spot welding on the one hand, and the wartime demand for light, pre-fabricated buildings on the other, have stimulated this development.

It was soon realized, however, that accepted design procedures had to be modified to suit the special requirements of such thin-walled structures. The American Iron and Steel Institute, in 1939, inaugurated a research program under the writer's direction at Cornell University, which has resulted in the « Specifications for the Design of Light Gage Steel Structural Members » issued by the Institute in 1946.

One of the main problems in this connection is that of the performance of thin compression plates, both at loads causing failure and at the lower design loads. In this connection two types of such plates must be distinguished :

a) Long plates that are stiffened along both longitudinal edges, such as webs of channels and I-beams;

b) Long plates that are stiffened only along one longitudinal edge, such as the flanges of channels, I-sections, and angles.

The present paper is concerned only with the first of these two types.

The classical theory of elasticity allows the calculation of critical buckling loads of such plates by the so-called small deflection theory, that is by the solution of the differential equation

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = - \frac{st}{D} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \quad (1)$$

In contrast to the phenomenon of column buckling, the critical stresses calculated from eq. 1 do not represent the limit of carrying capacity of edge supported plates. Indeed, in such plates, deflections can not increase indefinitely, as they do in columns at the Euler load. Consequently, once the critical stress is passed, the hitherto plane plate merely deforms into a non-developable, wavy surface, but continues to resist increasing stress. The deformations just described result in additional, particularly transverse stresses which act jointly with the imposed, primary longitudinal compression stress. In analyzing this state one can no longer neglect the influence of the deflections on the distribution of stress, which had been the basis for the development of eq. 1.

The differential equation for this large deflection buckling of plates was developed by Th. v. Kármán in 1910, and reads as follows

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{t}{D} \left(\frac{\partial^2 F}{\partial y^2} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} - 2 \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \quad (2)$$

where F is a stress function. The complexity of this equation has so far prevented its explicit solution for rectangular plates. It is for this reason that this problem had to be investigated primarily by experimental methods.

In this connection the concept of the equivalent width, initiated by Th. v. Kármán, proved most helpful. This concept is best visualized by means of a model. Imagine a square compressed plate replaced by a lattice of bars. Beyond the buckling load of the compressed rods the lattice will obviously distort in the manner shown in fig. 1. Two circumstances are clear from this picture :

a) The compression bars cannot fail as simple columns by continued deflection because they are restrained from doing so by the cross-bars.

b) In the stage shown in the figure the total load is obviously not equally distributed among the compression bars; in view of the variations of the deflections the bars near or at the edges carry more load than those near

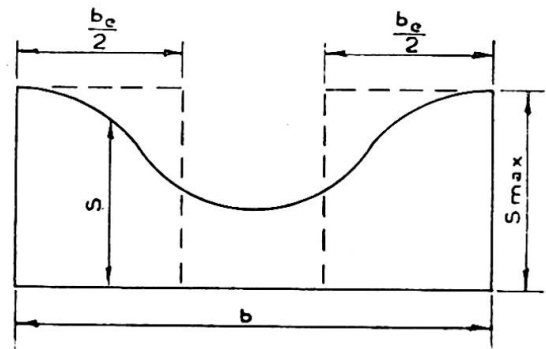
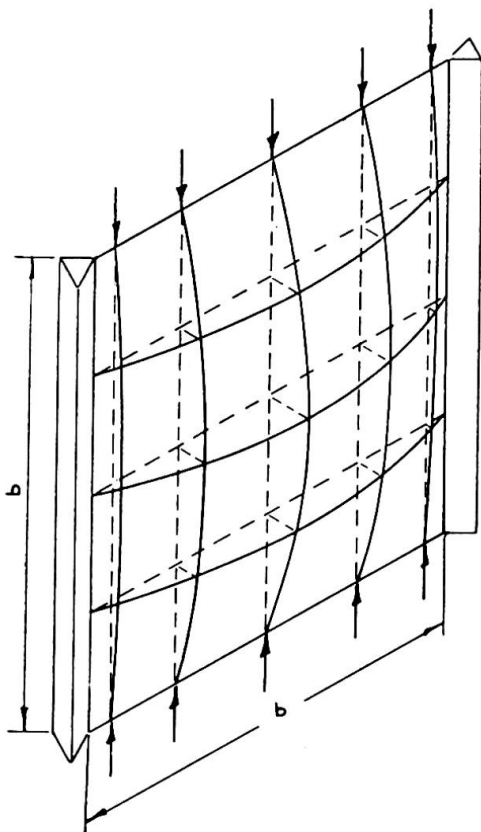


Fig. 1 (left) and Fig. 2 (right).

the center, and failure will occur when the more heavily loaded bars will reach their yield strength.

It can be seen, therefore, that after first buckling has occurred, the stress in a compressed plate must show a distribution as given in fig. 2. The effective width b_e is that width which will make the area under the dotted lines equal to the area under the actual solid stress curve. Once this effective width is determined, design can proceed in the usual manner, merely by replacing the actual plate area $b \times t$ by the equivalent area $b_e \times t$. T. v. Kármán gave the following tentative expression for this effective width at the failure load :

$$b_e = \frac{\pi}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} t \sqrt{\frac{E}{s_{yp}}} = 1.9 t \sqrt{\frac{E}{s_{yp}}} \quad (3)$$

for Poisson's ratio $\nu = 0.3$ ⁽¹⁾.

Subsequent tests by E. E. Sechler showed that this expression was reasonably correct for very wide and thin plates, but that a smaller value of b_e results for plates of smaller b/t -values ⁽²⁾.

All these investigations were concerned only with the determination of the ultimate or yield strength of such plates. In addition, the amount of test evidence even in this respect was limited.

For practical design, however, it is necessary to determine equivalent widths not only at failure, but also at smaller loads, in particular at service loads. Indeed, since slight buckling occurs for large b/t at loads far below the ultimate, the stress distribution of the type of fig. 2 takes place not only at failure but frequently at design loads. Hence, in a flexural member of the type of fig. 3, stresses and corresponding deformations are distributed at design loads in the manner shown. The neutral axis of such a member is then located below the centroid of the area, and its location as well as the moment of inertia, section modulus, etc. must be computed by using the equivalent instead of the real width of the compression flange. That is, in order to compute stresses, deflections, and other design information for any load up to failure, the actual section, fig. 3a, with its non-uniform stress distribution can be replaced by the equivalent section, fig. 3b. Since the maximum stresses, and corresponding strains, at the edges of the webs are equal for these two sections, all required information can be gained from this equivalent section.

It was therefore necessary for practical design to determine the effective width not only at failure, but also at lower loads.

For this purpose more than 100 tests were carried out on members of the type of fig. 3, and other shapes, with b/t -ratios from 14 to 429 and with steel yield points from 20 100 to 57 800 psi. Deformations were measured in these flexural tests and it was found, as anticipated, that the neutral axis was located below the centroid, and was shifting downward under increasing load, i.e. with decreasing effective width.

Only the most recent of these tests are reported here ⁽³⁾.

Specimens of these tests were of the type of fig. 3a, 3 in deep, 5 to 10 in wide, with thicknesses from 0.0288 to 0.0615 in. Corresponding width/

(1) Th. v. KÁRMÁN, E. E. SECHLER, L. H. DONNELL, *The Strength of Thin Plates in Compression* (Trans. Am. Soc. Mech. Eng., Vol. 54, 1932, p. 53).

(2) E. E. SECHLER, *The Ultimate Strength of Thin Flat Sheet in Compression*, Publication No. 27, Guggenheim Aeronautics Labor., Pasadena, Cal., 1933.

(3) Geo. WINTER, *The Strength of Thin Steel Compression Flanges* (Proc. Am. Soc. Civ. Eng.,

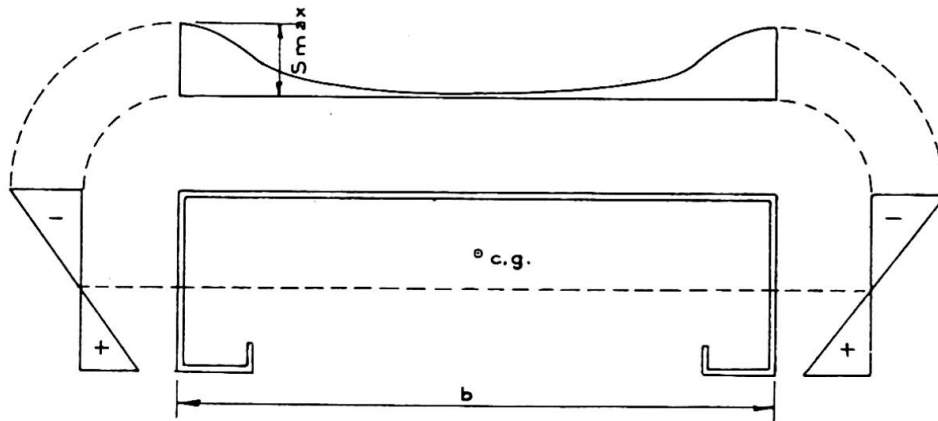


Fig. 3a.

thickness ratios b/t ranged from 86 to 344, yield points of steels, from tension tests, were found to range from 24 400 to 56 850 psi. Specimens were tested as beams, with two equal loads at the quarter points of the span. In addition to deflections, strains were measured at the top and bottom of the flanges, allowing an experimental determination of the position of the neutral axis. Finally, displacements of the top flange out of its original plane were measured at six points along the center line, in the portions of the beams between loads.

Information on the magnitude of the equivalent width was gained from these tests in the following manner: The position of the neutral axis, at various loads, was established from strain gage readings. Knowing this position, in a section like fig. 3b, it is simple to compute the corresponding value of b_e . With the equivalent section determined in this manner, the maximum compression stress s_{max} corresponding to the particular load is computed by customary methods. The tests, therefore, give information on the relation of b_e to b/t and s_{max} .

To evaluate this relation, eq. 3 is rewritten as

$$b_e = Ct \sqrt{\frac{E}{s_{max}}} \quad (4)$$

where C is a coefficient to be determined from test. Previous investigations by Sechler and the writer ⁽²⁾ ⁽³⁾ established that C depends primarily on the non-dimensional parameter $\sqrt{\frac{E}{s_{max}}} \left(\frac{t}{b}\right)$. It is for this reason that, in fig. 4, the experimentally determined coefficients C are plotted against this parameter. Determinations were made, for each test specimen, at the yield load and at 1/3 and 2/3 of that load.

Although the scattering of test results, as depicted in fig. 4, is quite considerable it is clearly seen that the coefficient C decreases with increasing $\sqrt{\frac{E}{s_{max}}} \left(\frac{t}{b}\right)$. The scattering is apparently due to the extreme sensitivity of this method to very minor experimental deviations. Indeed, a variation of 1 % in the experimentally determined location of the neutral axis will cause, in many cases, a variation of 10 % and more of the value of C. For

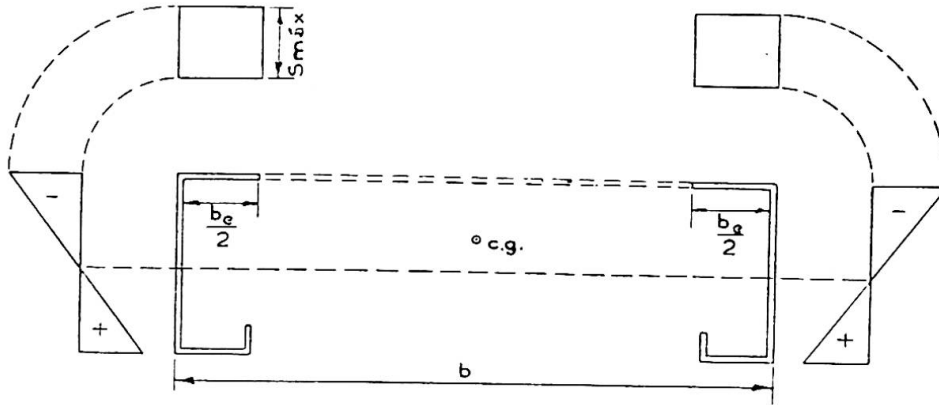


Fig. 3b.

this reason, in interpreting fig. 4, the data should be regarded as statistically distributed, rather than as strictly accurate.

With this in mind, the straight line drawn on that figure was thought to represent a reasonable, and somewhat conservative means of developing a simple formula for the equivalent width b_e . The line is seen to start at a value of 1.9 for extremely large b/t -values and relatively high stresses, for which case, therefore, the experimental determinations are in substantial agreement with v. Kármán's original eq. 3. The formula for b_e obtained from this straight line can be written as

$$b_e = 1.9 t \sqrt{\frac{E}{s_{max}}} \left(1 - 0.475 \frac{t}{b} \sqrt{\frac{E}{s_{max}}} \right) \tag{5}$$

which is seen to be identical with eq. 3, except for the modifying term in parenthesis, which, as pointed out, approaches 1 closely for large b/t and s_{max} .

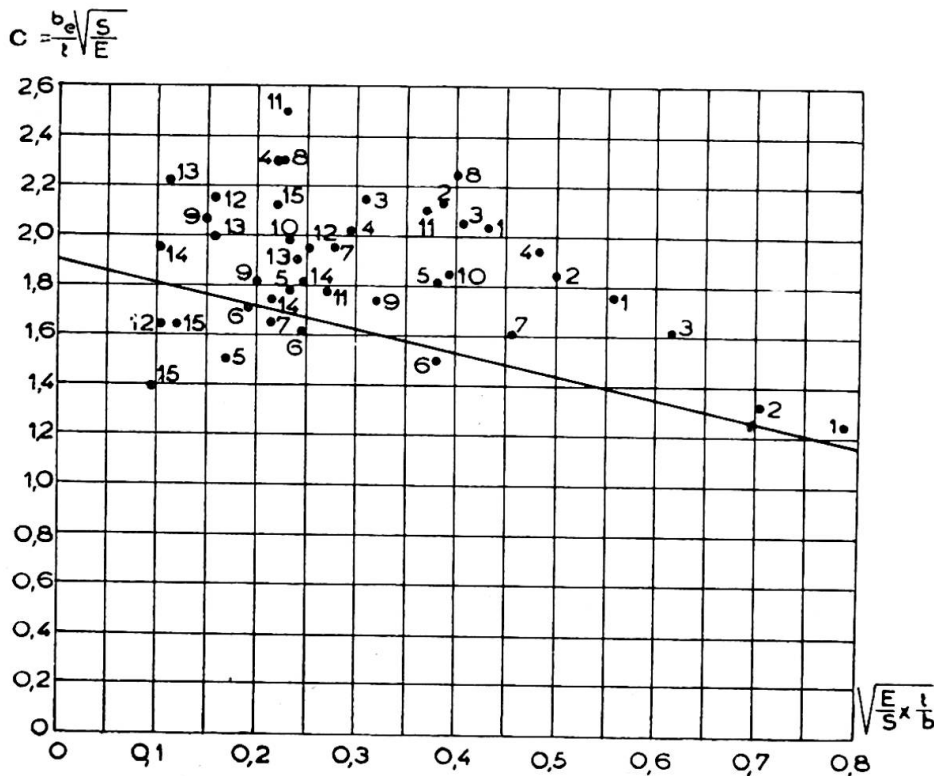


Fig. 4.

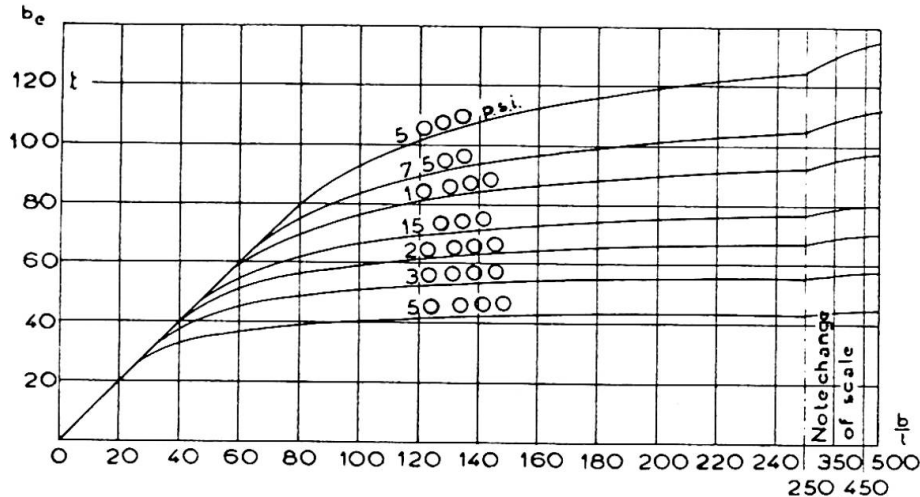


Fig. 5. Effective width of compression elements stiffened along both edges.

Eq. 5 indicates that a compression plate is fully effective (uniform stress distribution, $b_e = b$) for values of b/t smaller than

$$\left(\frac{b}{t}\right)_L = 0.95 \sqrt{\frac{E}{s_{\max}}} \quad (6)$$

and that, for values above $(b/t)_L$ deformations, deflections, and yield loads can be calculated with good accuracy by using the effective instead of the real width.

By solving eq. 6, for s_{\max} , it can easily be calculated that the first redistribution of stress, that is the first gradual formation of buckling waves occurs at stresses equal to $s_{cr}/4$, where s_{cr} is the critical buckling stress obtained from the small deflection theory, i.e. from eq. 1. This result is not amazing. Theoretically, an ideally plane plate should not buckle at stresses below s_{cr} . Actual sheet steel members, however, are not perfect but possess initial distortions of shape, which result in small deflections at stresses below s_{cr} . The situation is comparable to that of initially bent or eccentric columns, which also deflect below the Euler load.

The fact that the initial shape has a definite influence on the performance of such plates, causes considerable scattering of test results. These are also influenced by the amount of restraint provided by adjoining members, such as the webs in fig. 3. For this reason eq. 5 represents merely a conservative statistical expression of test results.

Fig. 5 shows a graphical representation of eq. 5 from which the effective width can be read directly for any given b/t and E/s_{\max} for use in design.

The findings of this primarily experimental investigation merely represent an elaboration of v. Kármán's concept. They improve the accuracy of his original expression, particularly for plates with moderate b/t . In addition, they prove the important additional finding that the same expression, eq. 5, can be applied with good accuracy to stresses occurring at design loads, as well as to failure stresses.

The real worth of an equation of the type of eq. 5 depends, of course, on the degree of accuracy with which it predicts the actual carrying capacities and deflections of test beams. The following table contains, for the 15 beams whose results are plotted on fig. 4, the yield loads as deter-

mined from test, and those computed by means of the equivalent section, fig. 3b, using eq. 5 for determining the equivalent width.

N°	b/t	Yield Point p s i	Yield Load, Computed lb	Yield Load Test lb	Deviation %
1	95	27 500	2 660	2 300	— 13.5
2	86	36 000	3 640	3 600	— 1.1
3	109	37 400	2 730	2 500	— 8.4
4	145	30 150	1 480	1 550	+ 4.7
5	175	25 750	964	1 100	+ 14.1
6	172	24 700	945	1 025	+ 8.5
7	155	25 850	1 160	1 200	+ 3.4
8	175	47 200	4 520	4 500	— 0.4
9	163	56 850	5 570	5 500	— 1.3
10	222	24 400	1 845	1 760	— 4.6
11	216	36 050	2 550	2 250	— 11.8
12	284	30 650	1 523	1 480	— 2.8
13	303	25 100	1 165	1 280	+ 9.9
14	339	28 000	1 052	940	— 10.7
15	344	27 650	1 028	1 060	+ 3.0
					average deviation — 0.7 %

It is seen that, for a very wide range of b/t and yield point stress, eq. 5 allows the prediction of the actual carrying capacity with very satisfactory accuracy. The same was found to be true for the numerous earlier tests (³).

It is interesting to note that despite the rather bad scattering of some points on fig. 4, such as points 4, 8, 11 and 15, the predicted and actual carrying capacities of these four beams, as given in the table, are in very satisfactory agreement. This supports the opinion advanced before that the scattering in fig. 4 is due mainly to inevitable inaccuracies in the empirical determination of the neutral axes.

For practical design, deflections are of interest at design loads rather than at yield loads. Since b_e depends on the value of s_{max} , the effective moment of inertia is variable and must be determined for any given load. The « Design Specifications » mentioned in the introductory paragraphs stipulate a factor of safety of 1.85. For this reason, a comparison of measured and computed deflections is given in the table below for loads approximately equal to the computed yield loads divided by 1.85. Further computations, the results of which are omitted here, show that the same general picture as given in this table obtains for other values of loads, up to the yield load. The table gives the deflections d measured in tests at the load P , and the deflections computed for that load (a) by using the equivalent width b_e and (b) by using the full unreduced width b .

N°	P lb	d , from test in	d , computed using b_e , in	%	d , computed using b in	%
1	1 465	0.090	0.091	- 1.1	0.085	+ 5.6
2	2 000	0.120	0.118	+ 1.7	0.111	+ 8.1
3	1 495	0.128	0.131	- 2.3	0.108	+ 18.5
4	811	0.108	0.097	+ 10.2	0.076	+ 42.1
5	526	0.076	0.072	+ 5.6	0.055	+ 38.2
6	514	0.068	0.068	0.0	0.054	+ 25.9
7	635	0.078	0.075	+ 4.0	0.060	+ 30.0
8	2 500	0.128	0.161	- 20.5	0.122	+ 4.9
9	3 080	0.170	0.195	- 12.8	0.148	+ 14.9
10	1 010	0.072	0.083	- 13.3	0.064	+ 12.5
11	1 395	0.102	0.119	- 14.2	0.089	+ 14.6
12	833	0.083	0.100	- 17.0	0.066	+ 25.8
13	635	0.061	0.074	- 17.6	0.055	+ 10.9
14	574	0.075	0.078	- 3.9	0.052	+ 44.2
15	559	0.077	0.075	+ 2.7	0.050	+ 54.0
				Average deviation - 5.2 %	Average deviation + 23.3 %	

The table shows that by using the effective width b_e deflections are computed with an average accuracy of about 5 %, whereas the use of the full, unreduced section for this purpose leads to an average error of about 23 %. Though scattering is again considerable, all significant discrepancies in the first case are on the safe side (computed deflections larger than measured values). On the other hand, by using the full, unreduced sectional area, errors on the unsafe side in several cases reach magnitudes of 40-50 %; by this method, for all beams, actual deflections were found to be larger than computed.

It should be said that an accurate computation of deflections by the equivalent width method would involve the use of a moment of inertia, variable along the beam. Indeed, since b_e depends on s_{\max} , the effective moment of inertia increases from a minimum value at the point of maximum moment to a maximum value near the supports. In the table above, however, only the minimum moment of inertia was used. For the present tests this does not lead to too large an error, since M_{\max} is constant over the center half of the span, for quarter point loading. Had a variable moment of inertia been used, all deflections computed by using b_e would have been obtained slightly smaller, to various relative degrees, resulting in a still better average agreement with test results. This method of calculation was not used because, in routine design procedures, engineers can hardly be expected to spend the very considerable amount of time necessary for such detailed calculations with variable moment of inertia.

The evidence presented above, which is additionally supported by a great number of other tests previously published elsewhere ⁽³⁾ indicates that the proposed method allows, with reasonable accuracy, the determination of carrying capacities as well as deflections of members containing thin compression flanges. The measure of agreement with test results is not as close as would be obtained on customary, heavy steel structures. This, however, is predicated on the inherent character of thin sheet material with its inevitably larger imperfections as to accuracy of sheet

thickness, of geometrical shape, etc. The discrepancies obtained in these tests are believed to be tolerable practically; they are certainly not larger than these observed in tests of reinforced concrete or timber structural members.

The use of eq. 5 is somewhat cumbersome for routine design computations. The graph of fig. 5 allows the direct determination of b_e for any given stress and b/t -ratio. The initial straight line to which all curves are tangent indicates the range over which the full width b is effective. It is seen that the larger the maximum stress, the smaller is that limiting b/t beyond which the effectiveness of the flange begins to decrease (see eq. 6).

In contrast to conventional, thick-walled steel structures, the cross-sections of thin-walled elements distort at loads far below the ultimate, and in most cases at values even below the design loads. The type and magnitude of these deformations is therefore of interest, since an excessive amount of flange distortion would obviously make such members practically objectionable even if their strengths and over-all deflections were adequate for the purpose.

These distortions of shape, for members of the type of fig. 3, consist of two separate kinds of deformation which superpose to result in the final shape under load. The first, and more obvious, is the simple buckling deformation. Indeed, ultimate stresses and frequently working stresses are considerably above the critical buckling stress as determined from eq. 1. Moreover, it was mentioned in connection with eq. 6 that on the basis of this equation incipient, extremely slight flange distortions apparently occur at stresses of the order of $s_{cr}/4$. Consequently, at stresses of about that magnitude, the compression flange begins to buckle into a series of approximately quadratice buckling waves. That is, the half-wave length is about equal to the flange width b , and the general shape of each of these half-waves is that schematically indicated on fig. 1. This type of deformation, which was observed in all tests of this kind, is of course exactly the one predicted by the mathematical theory of buckling of plates.

In beam specimens of the type discussed herein, however, a fundamentally different type of deformation is superposed on the one just discussed. This type, which was likewise observed in all tests, is not limited to compression flanges; it occurs likewise if the beams of fig. 3 are turned by 180° so that the wide flange is in tension. The following brief and intentionally approximate analysis illustrates the nature of these deformations and allows a reasonably accurate determination of their magnitude.

Consider an element of the flange, of unit width in the transverse direction, and length dl longitudinally, as shown on fig. 6. Under load, this element is curved, its radius, r_b , being equal to that of the beam at that cross-section. The total compression forces at both ends of the element consequently subtend an angle $d\phi$ and, therefore have a resultant

$$R = st \frac{d\phi}{dl} = \frac{st}{r_b} . \quad (7)$$

If the stress s is uniform over the width of the cross-section, R acts in the same manner as an external, transverse load, as shown in fig. 6a, tending to bend the flange toward the neutral axis. This bending is governed by the simple equation for flexure of a long, narrow rectangular plate under transverse load, i.e.

$$\frac{d^2 y}{dx^2} = - \frac{1}{r_f} = - \frac{M_f}{D} . \quad (8)$$

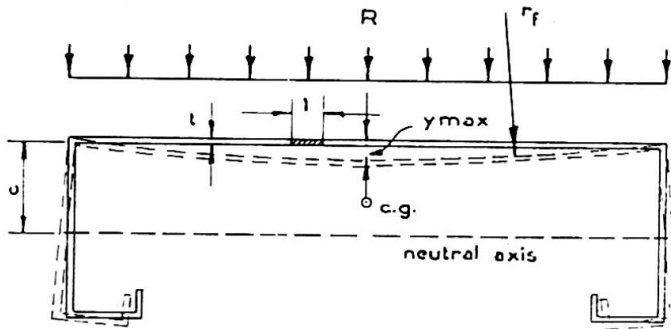


Fig. 6a.

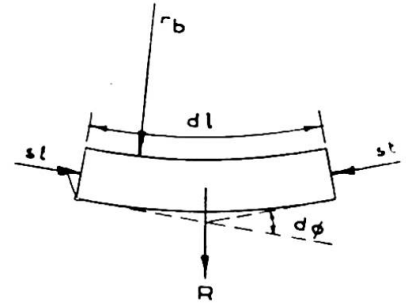


Fig. 6b.

The maximum deflection is then found from the usual formula

$$y_{\max} = \frac{5}{384} \frac{st}{r_b} \frac{b^4}{D}. \quad (9)$$

The use of this formula neglects the influence of restraint provided to the flange by the webs. However, this restraint is of rather undetermined magnitude. The webs of isolated beams deform as shown on fig. 6a, and therefore afford little restraint. The restraint would be larger if such beams were laid side by side, with webs in contact, as in a floor. In view of this indeterminacy it seems best to neglect the unreliable effect of possible restraint.

To find r_b for substitution in eq. (9) one has from standard, elementary beam theory

$$r_b = \frac{EI}{M_b}; \quad M_b = \frac{sl}{c}; \quad r_b = \frac{Ec}{s}. \quad (10)$$

With this value of r_b , the maximum flange distortion becomes

$$y_{\max} = \frac{5}{32} \left(\frac{s}{E} \right)^2 \frac{b^4}{t^2 c} (1 - \nu^2). \quad (11)$$

For tension flanges with their generally rather uniform stress distribution, this type of distortion is the only one that occurs and its magnitude can be determined with satisfactory accuracy from eq. 11. In compression flanges the longitudinal stresses vary over the width of the flange, as shown on fig. 2. Consequently, R is likewise distributed in this manner, instead of the uniform distribution shown on fig. 6a. In view of the approximate character of this calculation, and of the uncertainty as to the amount of edge restraint, the details of the actual distribution of s , and other factors, an elaborate modification of eq. 11 to account for the stress distribution of fig. 2 would represent a rather fictitious improvement. For this reason it is believed that a sufficiently close approximation is obtained, if, in eq. 11, the average stress of fig. 2 is substituted for s . From the definition of the equivalent width, this average stress is easily obtained from

$$s_{\text{av}} = s_{\text{max}} \left(\frac{b_c}{b} \right). \quad (12)$$

For more information on this type of deformation, particularly for tension flanges, see the writer's earlier paper ⁽⁴⁾.

⁽⁴⁾ Geo. Winter, *Stress-Distribution in, and Equivalent Width of Wide, Thin-Wall Steel Beams*, Techn. Note No. 784. Advisory Comm. for Aeronautics, 1940, Washington, D. C.

In the tests reported herein, both types of deformation were clearly observed. That is, the flanges showed a general « dishing » (smooth downward deflection of the center line) on which was superposed the square-wave pattern of the buckling deformations. By means of special apparatus, the magnitude of these distortions of the flanges perpendicular to their original planes were measured at six points along the center line of each beam. It was found that at design loads (i.e. about $P_{\text{yield}}/1.85$) these deformations reached a maximum of 1 % of the flange width for two of the beams; and in most other cases they were closer to 1/2 %. Although these distortions are clearly visible, it can be said that their magnitude at design loads is sufficiently small so as not to interfere with the practical use of such light gage steel members.

In conclusion it should be said that the information given in this paper suffers from the evident disadvantage of being primarily empirical and approximate. The theoretical complexity of plate buckling at stresses larger than s_{cr} , as well as the large amount of possible variations of shape resulting in a wide range of conditions of edge restraint, precluded an analytical treatment of practical value. It is hoped that future investigations in this field, both mathematical and experimental, will elucidate some of the more detailed aspects of this problem.

NOTATION

b = flat width of flange.	s = stress in flange.
b_e = equivalent flange width.	s_{cr} = critical buckling stress of flange by small deflection theory.
c = distance from neutral axis to extreme fiber.	s_{yp} = yield stress of material.
D = flexural plate rigidity. = $E t^3/12 (1 - \nu^2)$.	t = flange thickness.
M_b = bending moment in beam.	w = buckling deflection of flange.
M_f = bending moment in flange.	x, y = coordinates.
r_b = radius of curvature of beam.	ν = Poisson's ratio.
r_f = radius of curvature of flange.	

Résumé

L'emploi de profilés laminés normaux pour les petites portées et les charges relativement faibles n'est pas économique. Pour de telles constructions, les éléments en tôles minces laminées et pliées à froid ont fait leur preuve aux Etats-Unis. Des spécifications pour le calcul de constructions en tôles minces pliées furent publiées récemment, basées sur les recherches de l'auteur. Dans ce système, le comportement des ailes comprimées est d'une importance primordiale.

Pour de telles tôles, la tension de flambage calculée de la façon habituelle, ne représente pas la limite de la charge utile. Dans l'état de déformation, il y a une distribution irrégulière des tensions. On peut calculer le comportement de tels éléments constructifs en remplaçant la largeur réelle b par une largeur équivalente b_e , qui se calcule par une équation empirique. La limite de fluage devient la valeur critique des tensions calculées au moyen de b_e .

Une série d'essais caractéristiques a montré l'erreur moyenne très faible obtenue par le calcul de la charge utile, ainsi que la déformation, en se basant sur la largeur équivalente.

Une méthode approximative de calcul, amplement vérifiée par des mesures, est également indiquée pour la déformation des ailes dans l'état de déformation après flambage.

Zusammenfassung

Die Verwendung normaler Walzprofile ist bei kleineren Spannweiten und relativ leichter Belastung nicht wirtschaftlich. Für solche Bauwerke haben sich in den Vereinigten Staaten Elemente aus kalt gepressten oder gewalzten dünnen Blechen bewährt, für die auf Grund von Untersuchungen des Verfassers kürzlich Entwurfsvorschriften veröffentlicht wurden. In diesem Zusammenhang ist das Verhalten dünnwandiger Blech-Druckgurte von besonderer Bedeutung.

Für ein solches Blech stellt die auf die übliche Art berechnete Beulspannung nicht die Grenze der Tragfähigkeit dar. Im ausgebeulten Zustand tritt eine ungleichförmige Spannungsverteilung ein. Man kann das Verhalten solcher Bau-Elemente durch Ersetzen der wirklichen Breite b durch eine äquivalente Breite b_e berechnen, die sich mit Hilfe einer empirisch gefundenen Gleichung bestimmen lässt. Die Fließgrenze wird für die auf Grund von b_e ermittelten Spannungen zum kritischen Wert.

Eine Reihe charakteristischer Versuche zeigte die nur geringen durchschnittlichen Fehler, die sich bei Berechnungen der Tragfähigkeit wie auch der Durchbiegungen auf Grund der äquivalenten Breite ergeben.

Ebenfalls wird für die Blechverformungen im ausgebeulten Zustand ein durch Messungen überprüftes angenähertes Berechnungsverfahren angegeben.

Summary

The use of conventional rolled steel shapes for small spans and comparatively light loads is uneconomical. For such constructions, light members, cold formed from sheet steel, have stood the test in the U. S. A. Specifications for the design of such members were recently issued, based on the author's investigations. In this connection, the performance of thin compression flanges is of particular importance.

For such plates the buckling stress calculated in the usual way does not represent the limit of carrying capacity. In the buckled state an irregular distribution of stresses occurs. The behaviour of such structural members can be calculated by replacing the actual width b by an equivalent width b_e , which can be ascertained with the help of an empirical equation. The yield point becomes the limiting value of the stresses as determined by means of b_e .

A series of characteristic tests showed only slight average errors arising from the calculations of the carrying capacity, as well as deflection on the basis of the equivalent width.

An approximate method of calculation, amply proved by measurements, is also given for distortion of members in the buckled state.