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

Band: 5 (1956)

Rubrik: IIIa. Systematic investigation of constructional details (theory and experiment)

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 03.10.2025

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

IIIa1

Neuere Erkenntnisse und Versuchsergebnisse anlässlich der Neubearbeitung der Vorschriften der Deutschen Bundesbahn für die Berechnung geschweisster Eisenbahnbrücken

Novas noções e resultados experimentais para o cálculo de pontes soldadas obtidos quando da revisão das normas dos Caminhos de Ferro Alemães

Notions nouvelles et résultats d'expériences pour le calcul des ponts soudés obtenus lors de la révision des normes des Chemins de Fer Allemands

New ideas and experimental results for welded bridge calculation obtained while revising the German Railways Standards

Dr. Ing. C. POPP
München

A. *Allgemeines.*

Im Hinblick auf die in den letzten zwei Jahrzehnten auf dem Gebiet der Schweisstechnik erzielten Fortschritte und angesichts der in dieser Zeitspanne in ständiger Wechselwirkung von Versuch und Erfahrung ermöglichten tiefen Einblicke in die besonderen Eigenarten des neuen Konstruktionsverfahrens war auch die Deutsche Bundesbahn vor die schwierige Aufgabe gestellt, die erstmalig im Jahre 1935 herausgegebenen «vorläufigen Vorschriften für geschweisste, vollwandige Eisenbahnbrükken» einer grundlegenden Neubearbeitung zu unterziehen. Diese Vorschriften sind zwar durch eine Reihe von Berichtigungsblätter fortlaufend ergänzt worden, entsprechen aber trotzdem, insbesondere hinsichtlich des Berechnungsverfahrens, im wesentlichen noch dem Stand der Schweisstechnik des Jahres 1935; sie sind auf den Ergebnissen der im gleichen Jahr, also in einem sehr weit zurückliegenden Abschnitt der schweisstechnischen und technologischen Entwicklung veröffentlichten Dauerfestigkeitsversuchen mit Schweissverbindungen (den «Kuratoriumsversuchen») aufgebaut und müssen demnach als überholt angesehen werden. Mit der Neubearbeitung wurde von der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn eine aus Angehörigen der Deutschen Bundesbahn, sowie aus namhaften Vertretern der Wissenschaft und Industrie gebildete Arbeitsgemeinschaft betraut, die ihre verantwortungsvolle Arbeit nach mehrjährigen Beratungen im Dezember 1954 zum Abschluss bringen konnte.

Die im Zuge der Neubearbeitung notwendingen umfassenden Untersuchungen waren von dem durch den scharfen Wettbewerb der verschiedenen Bauweisen bedingten Bestreben beherrscht, eine möglichst weitgehende Ausnutzbarkeit der Werkstoffe zu ermöglichen, um so die Wirtschaftlichkeit geschweisster Konstruktionen weiter steigern zu können. Worauf es vor allem ankommt, ist die Möglichkeit, an Werkstoff sparen und leichter bauen zu können, selbst wenn diese Forderung naturgemäss einen grösseren Aufwand beim Entwurf und bei der Berechnung sowie grössere Schwierigkeiten in der Fertigung bedingt.

B. ***Das Verhalten der Werkstoffe und der Schweissverbindungen bei Dauerbeanspruchung.***

Von Wöhler wurde zuerst nachgewiesen, dass der Bruch eines Bauteils nicht nur durch eine, die absolute Festigkeit des Werkstoffes überschreitende statische d. h. langsam anwachsende Belastung herbeigeführt wird, sondern dass es schon bei verhältnismässig kleinen Spannungshöchstwerten zu einem Bruch kommen kann, wenn der Bauteil sehr häufig zwischen zwei Lastgrenzen be- und entlastet wird oder einem Spannungszustand unterworfen ist, der sehr oft wiederholte rythmische Änderungen erfährt. Wir haben somit grundsätzlich zwischen statischer Festigkeit und Dauerfestigkeit zu unterscheiden, bei deren Überwindung der statische bzw. der Dauerbruch eintritt. Im Gegensatz zum statischen ist der Dauerbruch (auch bei dehnbaren, zähen Werkstoffen) ein verformungsloser spröder Bruch, der, ausgehend von Fehlstellen des Gefüges oder von Stellen örtlich erhöhter Beanspruchungen, im Zuge der häufig wiederholten rythmischen Änderungen des Spannungszustandes durch allmähliche Zerrüttung und Lösung der inneren Bindungen des Werkstoffes sich langsam ausbreitet, um dann ohne Vorankündigung durch merkbare bleibende Formänderungen ganz plötzlich durchzuschlagen.

Für die in hohem Masse dynamisch beanspruchten Eisenbahnbrücken ist die Frage der Dauerfestigkeit geschweisster Konstruktionen und die Kenntnis aller Faktoren, die sie beeinflussen können, von grösster Bedeutung.

Voraussetzung für eine gute Schweissverbindung ist die Bedingung, dass auch der Grundwerkstoff an den Schweisstellen mitgeschmolzen wird. So wird die Schweissverbindung zu einer Art Verbundkörper, der aus mehreren Zonen mit oft stark unterschiedlichen Eigenschaften besteht. Unmittelbar an die flüssig gewesene «Schweissnahtzone» schliesst sich der als «Einbrandzone» bezeichnete Bereich an, in dem der Grundwerkstoff schmilzt und die Bindung zwischen diesem und dem Schweissgut erfolgt. Zwischen der Einbrandzone und dem nicht beeinflussten Grundwerkstoff liegt die sogenannte «Übergangszone», die ebenfalls stark erhitzt, der Schmelpzpunkt jedoch nicht erreicht wird. Diese durch den Schmelzvorgang beim Schweissen gefüge- und eigenschaftsmässig stark beeinflussten Zonen können für die Eigenschaften und das Verhalten der Schweissverbindung als Ganzes entscheidend sein. Die Dauerfestigkeit einer Schweissverbindung hängt danach sowohl von der Dauerfestigkeit des Grundwerkstoffes, als auch von der des Schweissgutes und der Übergangszone ab.

Von grossem Einfluss auf die Dauerfestigkeit der Schweissverbindungen ist die Kerbwirkung, d. h. eine Spannungsverteilung mit der Ausbildung einer mehr oder weniger stark ausgeprägten Spannungsspitze. Kerben können einen vorzeitigen Anriss bewirken, von dem dann der Dauerbruch ausgeht.

Aus zahlreichen Dauerversuchen mit Schweissverbindungen kennt man die innere Kerbwirkung, die durch eine fehlerhafte Schweissnaht entsteht und die äussere Kerbwirkung, die einerseits durch die Einbrandkerben oder durch Kerben in der Schweissraupe und andererseits durch die äussere Gestaltung der Schweissnaht als Stumpfnaht, K-Naht, Stirn- oder Flankenkehlnaht verursacht wird. Zu den Kerbspannungen, die grundsätzlich die Güte einer Schweissverbindung beeinflussen können, gehören auch die Eigenspannungen, die infolge der partiellen Erwärmung beim Legen der Schweissnaht zur Ausbildung gelangen.

Das Hauptproblem der Schweisstechnik liegt bei der Stahlerzeugung. Zu fordern wäre ein Baustahl, der durch den Schweissvorgang möglischst keinerlei Beeinträchtigung der Dauerfestigkeit, Dehnbarkeit, Kerbzähigkeit u. s. w. erleidet. Ein wesentliches Merkmal geschweisster Tragwerke, das diese von genieteten Konstruktionen unterscheidet, ist die durch den Schweissvorgang bedingte, im allgemeinen mit einem Verlust an Dehnfähigkeit und einer entsprechenden Verminderung der plastischen Reserve verknüpfte mehr oder weniger starke Versprödung. Im Hinblick auf die Sprödbruchgefahr infolge der Eigenspannungen (Zwängungsspannungen), die im Werkstoffinneren meist räumliche Zugspannungszustände sind, ist eine hohe Trennbruchsicherheit des Werkstoffes, d. h. ein grosses Verhältnis der Trennfestigkeit zum Gleitwiderstand von grösster Bedeutung und für die Sicherheit geschweisster Stahlbauten entscheidend. Dies umsomehr, als bei dem heutigen Stand der Forschung die Eigenspannungen im Spannungsnachweis nicht berücksichtigt werden können und demnach der Trennbruchgefahr mit den üblichen Mitteln der Bemessung, auch bei noch so genauer Berechnung der auftretenden Spanngrössen, nicht wirksam zu begegnen ist.

Durch zweckmässige Wahl einer zum Grundwerkstoff passenden Elektrode kann man im Schweissgut die angestrebte, etwa gleiche chemische Zusammensetzung wie im Grundwerkstoff und auch gleichartige Festigkeitseigenschaften erreichen.

Unter den aufgezählten dauerfestigkeitsmindernden Einflüssen kommt der «äusseren Kerbwirkung» und zwar vor allem der Wirkung der Einbrandkerben, die sich an der Oberfläche des Bauteils an Stellen des Überganges von der Schweissraupe zum Grundwerkstoff bilden, besondere Bedeutung zu. Sie ist von der Kerbempfindlichkeit des Grundwerkstoffes abhängig und beim härteren, höherwertigen Baustahl St 52 grösser als beim Baustahl St 37. Ferner wird sie auch von der Art der verwendeten Elektrode beeinflusst. Blanke Elektroden und Seelenelektroden ergeben scharfe Einbrandkerben, während mit den hochwertigen ummantelten Elektroden Flach- und Hohlnähte mit einem gleichmässigeren Übergang zum Grundwerkstoff und entsprechend kleinerer Kerbwirkung hergestellt werden können. Rauhe Oberflächen und Oberflächenverletzungen haben eine ähnliche Wirkung wie die Einbrandkerben; dies gilt auch für Krafteinleitungsstellen und Kraftumlenkungsstellen. Als stark

dauerfestigkeitsmindernd erweist sich bei Stirnkehlnähten die durch den ungünstigen Kraftfluss bedingte Spannungsspitze an der Nahtwurzel sowie der unverschweisste Luftspalt zwischen den verschweissten Teilen, der die Wirkung einer sehr scharfen Kerbe hat.

Diese unter der Bezeichnung «äussere Kerbwirkung» zusammengefassten dauerfestigkeitsmindernden Einflüsse können durch geeignete Massnahmen zum Teil wesentlich gemildert werden. Vor allem sind die einzelnen Schweissverbindungen dem Kraftverlauf gut anzupassen, damit ein möglichst ungestörter Kraftfluss gewährleistet ist. Der Ausbildung von Spannungsspitzen ist durch schlanke Gestaltung des Kraftlinienverlaufes, durch kerbmilde Übergänge und endkraterfreie Nahtenden sowie durch Verwendung dauerfestigkeitsmässig günstiger Raupenformen wirksam zu begegnen.

Die durch zahlreiche Dauerversuche nachgewiesene grosse Überlegenheit der Stumpfnaht beruht darauf, dass diese einen nahezu ungestörten Kraftfluss gestattet, der sich von dem im ungestossenen Blech nur wenig unterscheidet. Der schädliche Einfluss von Einbrandkerben kann durch sorgfältiges Ausschleifen der Übergänge von der Schweissraupe zum Grundwerkstoff beseitigt und auf diese Weise die Dauerfestigkeit des Stumpfstosses wesentlich erhöht werden. Durch blechebenes Abarbeiten der Schweissraupe in Richtung des Kraftflusses kann die Dauerfestigkeit der querbeanspruchten Stumpfnaht sogar um etwa 20 % auf Festigkeitswerte gehoben werden, die nur wenig unter denen des Grundwerkstoffes liegen. Unerlässliche Voraussetzung hierfür ist die Bearbeitung in Richtung des Kraftflusses, da sich eine Bearbeitung quer zur Kraftrichtung sogar dauerfestigkeitsmindernd auswirken würde; die Riefen einer Bearbeitung quer zur Kraftrichtung können als Oberflächenkerben die Dauerfestigkeit sogar unter die der unbearbeiteten Stumpfnaht herabsetzen. Sinngemäss gilt dies ganz allgemein für alle quer zur Richtung des Kraftflusses liegenden Kerben.

Bei Kehlnähten kann die Kerbwirkung durch Bearbeitung der Nahtübergänge weit weniger beeinflusst und die Dauerfestigkeit bestenfalls um etwa 10 % gehoben werden. Dies liegt darin begründet, dass die Spannungsspitze an der Kehlnahtwurzel und der als scharfe Kerbe wirkende unverschweisste Luftspalt zwischen den verschweissten Teilen durch den Bearbeitungsprozess nicht beseitigt werden kann. Wesentlich günstiger verhält sich dagegen die K-Naht, die für den Kreuzstoss in Frage kommt. Diese Verbindung unterscheidet sich vom Kreuzstoss mit umlaufenden Kehlnähten grundsätzlich dadurch, dass die Wurzel bei der K-Naht durchgeschweisst und so die scharfe Kerbwirkung des unverschweissten Luftspaltes beseitigt ist. Da ausserdem der Kraftfluss in der K-Naht dem im angeschlossenen Blech sehr gut angepasst ist, liegen die ihr zugeordneten Dauerfestigkeitswerte nur wenig unter denen der unbearbeiteten Stumpfnaht.

Auch die «innere Kerbwirkung», die durche Poren, Schlackeneinschlüsse, Bindefehler im Nahtgrund, mangelhafte Auskreuzung der Nahtwurzel oder durch feine Risse verursacht wird, kann einen sehr bedeutenden dauerfestigkeitsmindernden Einfluss haben; sie kann sogar grösser als die äussere Kerbwirkung sein und die Brauchbarkeit einer äusserlich gut aussehenden Schweissnaht in Frage stellen. Der Durchstrahlung der

Schweissnähte kommt deshalb grösste Bedeutung zu. Ebenso erscheint die Gewährleistung der Herstellungssorgfalt durch fortlaufende Überprüfung der Schweisser und durch strenge Überwachung der Schweissarbeiten unerlässlich.

Die beim Schweissen entstehenden Eigenspannungen (Zwängungsspannungen) haben praktisch keinen Einfluss auf die Dauerfestigkeit der Schweissverbindungen. Für spannungsfrei geglühte Schweissverbindungen konnten keine höheren Dauerfestigkeitswerte festgestellt werden als für die unter sonst gleichen Bedingungen geprüften, nicht spannungsfrei geglühten Probekörper. Damit ist nicht gesagt, dass dem Spannungsfreiglühen in der Schweisstechnik keine Bedeutung zukommt. Es sei vielmehr besonders hervorgehoben, dass zwar die Dauerfestigkeit durch Spannungsfreiglühen nicht beeinflusst werden kann, dass jedoch durch dieses Mittel der durch Eigenspannungen bedingten Sprödbruchgefahr bei geschweissten Tragwerken wirksam zu begegnen ist. Es handelt sich hier um zwei grundsätzlich unterschiedliche Werkstoffeigenschaften, von denen eine (die Dauerfestigkeit) durch Eigenspannungen praktisch überhaupt nicht, die andere (die Trennbruchneigung) dagegen durch diese ganz wesentlich beeinflusst wird.

C. *Die Dauerfestigkeiten σ_D der Grundwerkstoffe und der Schweissverbindungen.*

Um die zulässigen Dauerbeanspruchungen festlegen zu können, müssen die Dauerfestigkeiten der Grundwerkstoffe und der einzelnen Schweissverbindungen bekannt sein. Dazu war ein eingehendes Studium des sehr umfangreichen einschlägigen Schrifttums notwendig. Die Auswertung der zahlreichen Veröffentlichungen über durchgeführte Dauerfestigkeitsversuche mit Schweissverbindungen war mit grossen Schwierigkeiten verbunden, da die stark unterschiedlichen Ausgangsbedingungen sowie die vielfach recht lückenhaften und ungenauen Angaben den Vergleich sehr erschwerten; hinzu kommt die starke Streuung der Ergebnisse an sich vergleichbarer Untersuchungen. Ferner liegen nicht für alle benötigten Schweissverbindungen, sowie Beanspruchungsarten und Baustahlsorten, hinreichend zuverlässige Versuchsergebnisse vor. In der Hauptsache beziehen sich diese auf die Zugschwellfestigkeit von Schweissverbindungen aus Baustahl St37. Brauchbare Angaben über Wechselfestigkeiten und Druckschwellfestigkeiten sind im Schrifttum nur in geringer Zahl und solche für Zwischenwerte im Wechselbereich $\left(-1 < \varkappa = \frac{\min \sigma}{\max \sigma} < 0\right)$ und Schwellbereich $\left(0 < \varkappa = \frac{\min \sigma}{\max \sigma} < +1\right)$ überhaupt nicht zu finden. Für die Dauerfestigkeiten von Schweissverbindungen aus Baustahl St 52 liegen noch bedeutend weniger Versuchsergebnisse vor.

Auf Grund sorgfältiger Untersuchungen gelangte man schliesslich bei der Festlegung der Dauerfestigkeitslinien für die Grundwerkstoffe und die verschiedenen Schweissverbindungen zu den im Bild 1 und 2 vorgesehenen Dauerfestigkeitswerten; diese sind aus den im Schrifttum vorliegenden Zahlenangaben unter Berücksichtigung und Wertung aller in den betreffenden Veröffentlichungen hinsichtlich Art und Durchfüh-

Die den zulässigen Dauerbeanspruchungen zulσ_D zugrunde gelegten Dauerfestikeiten σ_D
Baustahl St52

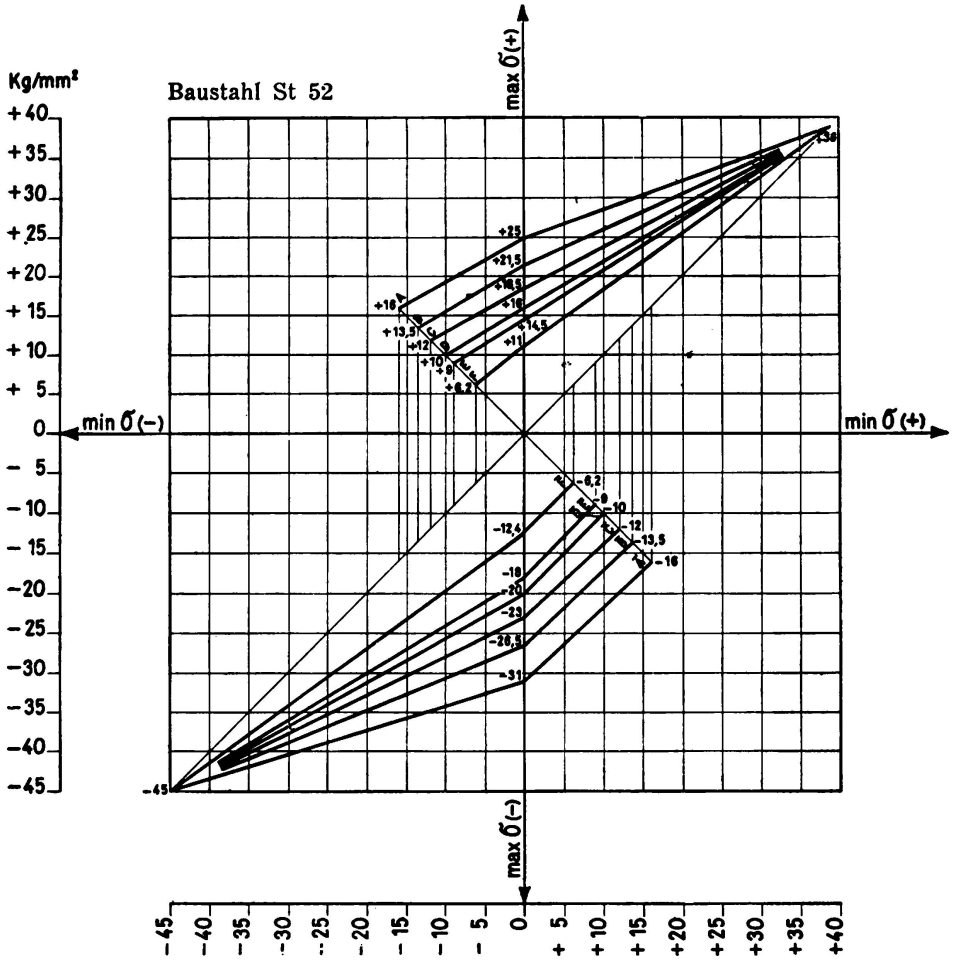
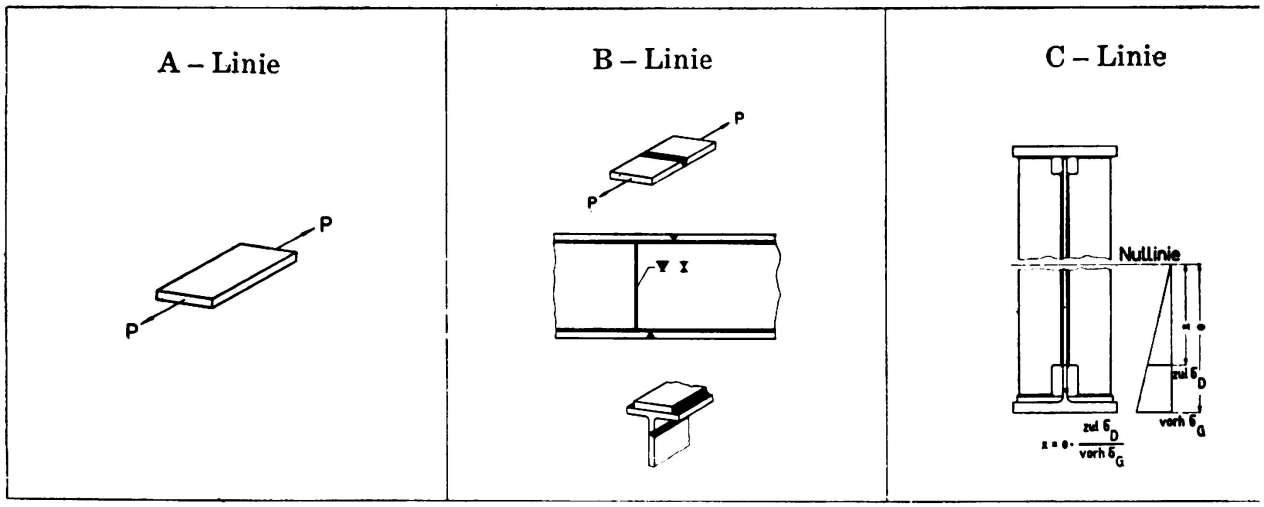


BILD 1



A und $\overline{A}$: Grundwerkstoff-Vollstab.

B und $\overline{B}$: Stumpfnaht-Sondergüte (Naht quer zur Kraftrichtung, kerbfrei in Kraftrichtung blecheben bea

C und $\overline{C}$: Stegblech am Ende von Aussteifungen, wenn die Kehlnähte der Steifen um die Kanten von Auss

D und $\overline{D}$: Stumpfnaht-Normalgüte (Naht quer zur Kraftrichtung, Wurzel gegengeschweisst, durchstrahlt) in der Zugzone an den Übergängen nicht bearbeitet werden.

E und $\overline{E}$: K-Naht, quer zur Kraftrichtung. Stosslasche oder Grundquerschnitt am Ende einer Gurtplatte ı nähte um die Kanten der Schottbleche herumgezogen werden (Im Druckschwellbereich nach Linie C). Stab mit s gänge abgearbeitet werden.

F un $\overline{F}$: Kehlnaht, quer zur Kraftrichtung. Stosslasche oder Grundquerschnitt am Ende einer Gurtplatte ı Gurt von Vollwandträgern mit Quer- oder Längsnäthen wie von Aussteifungen und Schwellenwinkeln; (In Drucks beitung.

Die den zulässigen Dauerbeanspruchungen zul σ_D zugrunde gelegten Dauerfestikeiten σ_D
Baustahl St37

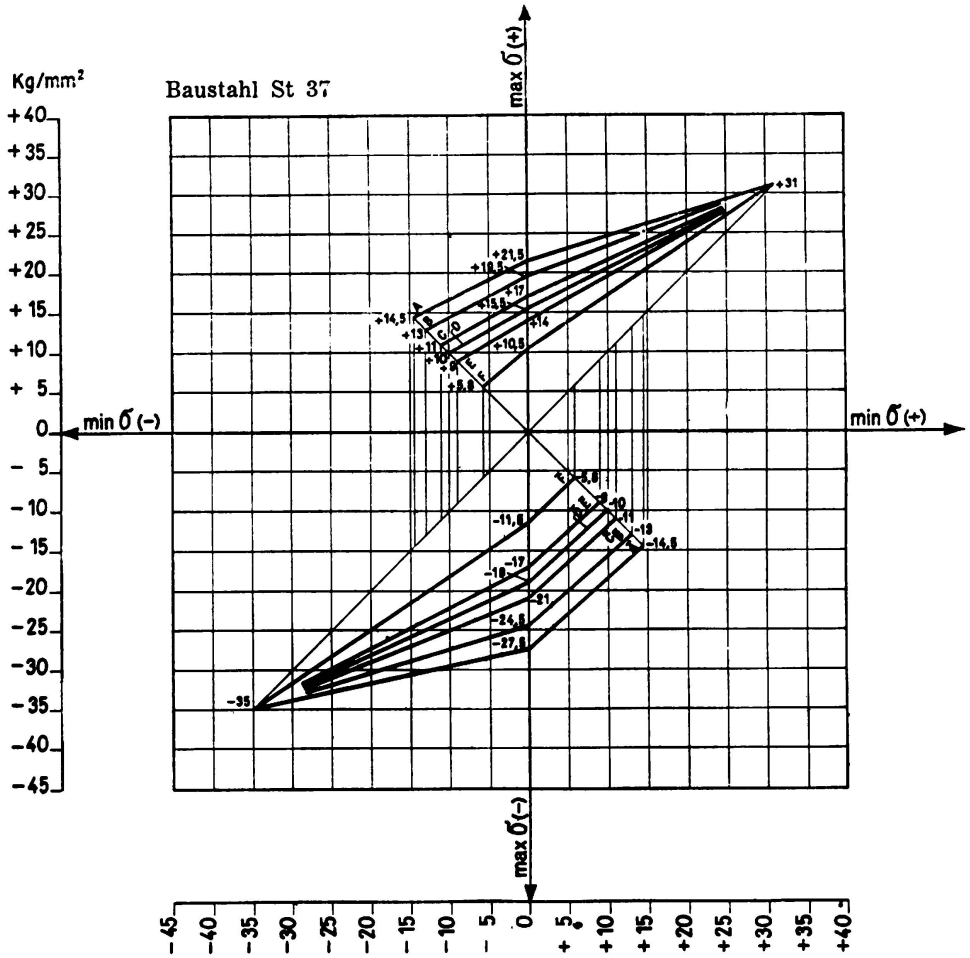
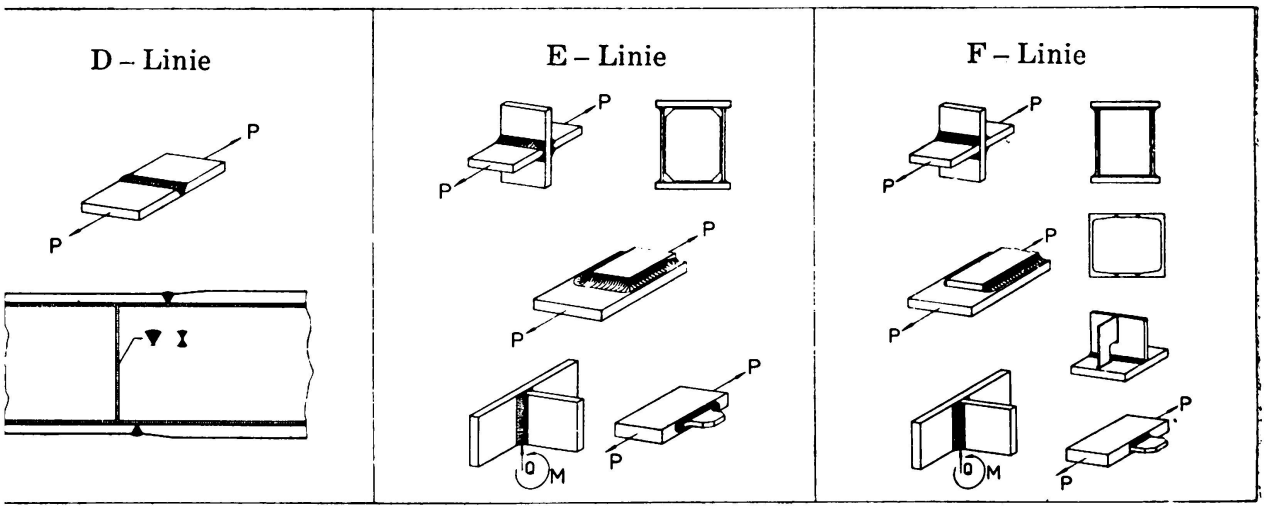


BILD 2



el gegengeschweisst, durchstrahlt). Durchlaufende Längsnähte bei Biegestäben, unbearbeitet.
igezogen und in der Zugzone an den Übergängen bearbeitet werden. Nietstab.
.m Ende von Aussteifungen, wenn die Kehlnähte der Steifen um die Kanten von Ausschnitten herumgezogen, jedoch

er Stirnkehlnaht. Stab mit eingeschweissten Querschotten, wenn die Ecken der Schotte ausgeschnitten und die Kehl-
Kraftrichtung laufenden Stumpf-K- oder Kehlnähten, wenn die Nahtenden unter Ausrundung der Querschnittsüber-

hlnähten. Stab mit vollständig eingeschweissten Querschotten, mehrteiliger Stab mit eingeschweissten Bindeblechen,
nach Linie C). Stab mit seitlich in der Kraftrichtung laufenden, endenden Stumpf- K- oder Kehlnähten, ohne Bear-

rung der Dauerversuche gegebenen Anhaltspunkte ermittelt worden. Dabei wurde bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse älteren Datums stets auch der inzwischen erreichte schweisstechnische und technologische Fortschritt beachtet und entsprechend seiner Bedeutung gewertet.

Im Hinblick auf die starke Streuung der Versuchsergebnisse wäre eine übertriebene Genauigkeit bei der Festlegung der Dauerfestigkeitslinien, aus denen unter Berücksichtigung der dabei massgebenden Gesichtspunkte die Linien der zulässigen Dauerbeanspruchungen (Bild 3 und 4)

Dauerfestigkeitsversuche der Deutschen Bundesbahn

Die Dauerfestigkeitslinien σ_D und die zugeordneten Linien der zulässigen Dauerbeanspruchungen zul σ_D. Baustahl St 52

Grundwerkstoff-Vollstab (Linie A) Stumpfnaht-Sondergüte (Linie B) Stumpfnaht-Normalgüte (Linie D)

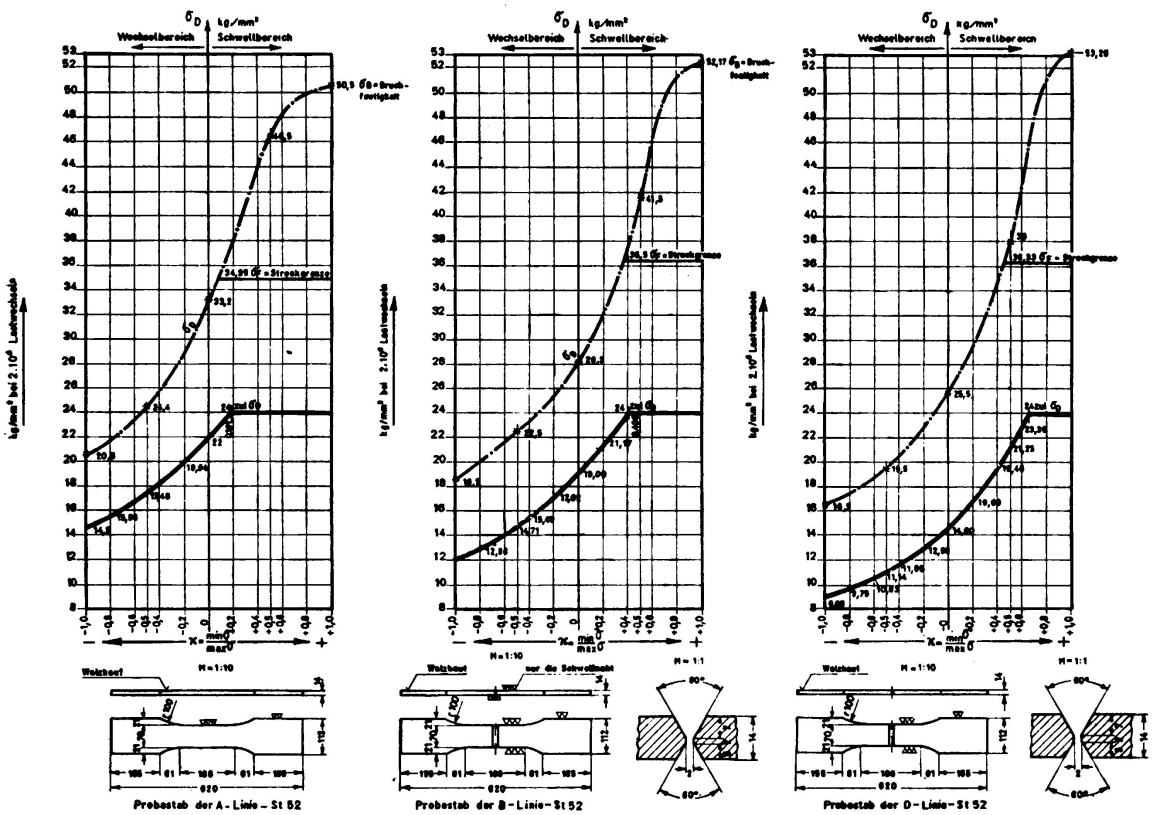


BILD 3

abzuleiten waren, wenig sinnvoll gewesen. Auf eine all zu weitgehende Differenzierung, die den wirklichen Verhältnissen nicht entsprechen würde und lediglich eine unnötige Erschwerung bei der Anwendung der neuen Vorschriften zur Folge gehabt hätte, konnte demnach verzichtet und sechs Dauerfestigkeitslinien für die Einstufung aller Schweissverbindungen von baupraktischer Bedeutung als ausreichend angesehen werden.

Die Dauerfestigkeitslinien weisen durchweg an den dem Grenzspannungsverhältnis $\varkappa = 0$ ($\min \sigma = 0$) entsprechenden Stellen einen mehr oder weniger starken Knick auf und laufen bei $\varkappa = +1$ ($\min \sigma = \max \sigma$) in einem der Dauerstandfestigkeit zugeordneten Punkt zusammen. Dieser liegt für den Baustahl St 37 im Zugbereich bei $\max \sigma = +31$ kg/mm², im Druckbereich bei $\max \sigma = -35$ kg/mm²; für den Baustahl St 52 sind die entsprechenden Werte $\max \sigma = +39$ kg/mm² und $\max \sigma = -45$ kg/mm².

Bei der Ableitung der zulässigen Dauerbeanspruchungen zul σ_D aus den in Bild 1 und 2 festgelegten Dauerfestigkeitslinien waren die bei

Dauerfestigkeitsversuche der Deutschen Bundesbahn

Die Dauerfestigkeitslinien σ_D und die zugeordneten Linien der zulässigen Dauerbeanspruchungen zul σ_D. Baustahl St 37

Grundwerkstoff-Vollstab (Linie A) Stumpfnaht-Sondergüte (Linie B) Stumpfnaht-Normalgüte (Linie D)

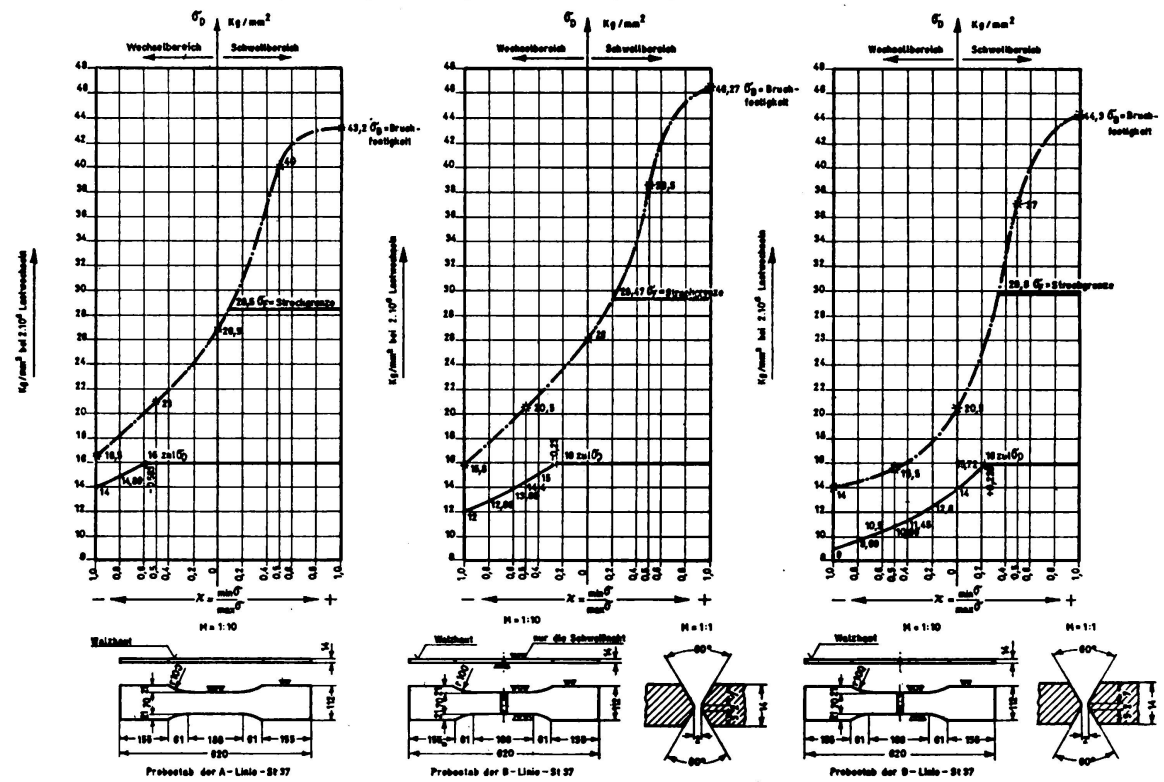


BILD 4

Eisenbahnbrücken vorherrschenden besonderen Verhältnisse zu berücksichtigen. Zum Unterschied von der Bemessung bei statischer Beanspruchung kann bei der Bemessung auf Dauerfestigkeit grundsätzlich auf Sicherheitszahlen gegen Dauerbruch verzichtet oder solche als ausreichend angesehen werden, die nur wenig über Eins liegen; die zulässigen Dauerbeanspruchungen könnten unmittelbar den im Dauerversuch ermittelten Festigkeitswerten gleichgesetzt werden. Die Sicherheit besteht hier

darin, dass das Erreichen der zum Dauerbruch führenden, mehrere millionenmal wiederholten Beanspruchung mit der der Bemessung von Eisenbahnbrücken zugrunde gelegten Höchstspannung unwahrscheinlich ist. Andererseits ist darauf hinzuweisen, dass der Begriff der Dauerfestigkeit die Durchführung der Dauerversuche mit gleichbleibenden Spannungsausschlägen und unveränderlicher Frequenz der Lastspiele (ohne Einschaltung von Ruhepausen und ohne Zwischenschaltung kleinerer Beanspruchungen) bis zum Bruch voraussetzt. Tatsächlich wird aber die Dauerbeanspruchung im Tragwerk dank der Mischbelastung der Betriebslastenzüge im allgemeinen geringer sein. Ferner ist bei Eisenbahnbrücken auch der günstige Einfluss der Ruhepausen zwischen den einzelnen Belastungen zu berücksichtigen. Darüber hinaus wird man die zulässigen Dauerbeanspruchungen im allgemeinen etwas niedriger als die kleinsten im Dauerversuch ermittelten Dauerfestigkeitswerte ansetzen, weil stets mit gewissen Streuungen in den Festigkeitseigenschaften und auch in den Betriebsbedingungen gerechnet werden muss. Schliesslich ist auch die Annahme berechtigt, dass die Beanspruchung im Tragwerk günstiger ist, als die Beanspruchung der Probekörper in der Dauerprüfmaschine, da in der Dauerprüfmaschine auch die Entlastung zwangsläufig erfolgt.

Eine beachtliche Sicherheitsreserve ergibt sich aus dem Unterschied zwischen der im üblichen Dauerversuch mit gleichbleibender Spannungsamplitude und unveränderlicher Frequenz der Lastspiele ermittelten *Dauerfestigkeit* und der im Fall veränderlicher Betriebsbelastung *höher* liegenden sogenannten «*Betriebsfestigkeit*». Es kann als erwiesen gelten, dass bei Beanspruchungen, die sich in unregelmässiger Form ändern, eine gewisse Anzahl höherer Belastungen, die noch nicht zu einem Anriss geführt haben, die Zahl der ertragbaren Beanspruchungen bei niederen Belastungen beeinflusst, und umgekehrt. Zur Klärung dieser Zusammenhänge und ihrer Bedeutung für die wirtschaftliche Bemessung unserer Eisenbahnbrücken sind im Auftrag der Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn bereits «Betriebsfestigkeitsversuche» eingeleitet worden, bei denen ein ständiger Wechsel zwischen hoher und niederer Belastungsamplitude in genau der gleichen Weise nachgeahmt wird, wie er im Betrieb auftritt. Als Grundlage für die Durchführung dieser Versuche dienen Beanspruchungsmessungen im Betrieb, bei denen die Häufigkeit der Belastung von unterschiedlicher Höhe gemessen und als Ergebnis die Häufigkeitskurve bzw. die Summenhäufikeitskurve gewonnen wird. Nach Abschluss dieser Betriebsfestigkeitsversuche soll über die erzielten Ergebnisse näher berichtet werden.

D. *Die neuen Dauerfestigkeitsversuche der Deutschen Bundesbahn.*

Um die neu festgelegten zulässigen Dauerbeanspruchungen und die diesen zugrunde liegenden Dauerfestigkeitswerte (Bild 1 und 2) unterbauen und nötigenfalls berichtigen zu können, wurde von der Deutschen Bundesbahn die Durchführung neuer Dauerfestigkeitsversuche mit Schweissverbindungen beschlossen. Die Durchführung des umfangreichen,

vom Deutschen Stahlbau-Verband untersützten Versuchsprogramms wurde unverzüglich in Angriff genommen. Das Versuchsprogramm ist von dem durch die Hauptverwaltung der Deutschen Bundesbahn eigens zu diesem Zweck eingesetzten «Arbeitsausschuss Dauerfestigkeitsversuche» ausgearbeitet worden. Die Steuerung und Auswertung der Versuche wurde dem Bundesbahn-Zentralamt München übertragen.

Um die zur Abwicklung des Versuchsprogamms erforderliche Zeitdauer möglichst abzukürzen, wurden die Prüfstäbe aus Baustahl St 52 im «Ingenieurlaboratorium Prof. Dr.-Ing. K. Klöppel der Technischen Hochschule Darmstadt» untersucht, während mit der Durchführung der parallel leufenden Dauerversuche mit gleichen Prüfstäben aus St 37 das «Mechanisch-Technische Laboratorium Prof. Dr.-Ing. Wintergerst der Technischen Hochschule München» betraut war.

Der erste Teil des Versuchsprogrammes, der bereits abgewickelt werden konnte, umfasst die Untersuchung des *Grundwerkstoffes* (Linie A), der *Stumpfnaht-Sondergüte* (Linie B) und der *Stumpfnaht-Normalgüte* (Linie D); der zweite Teil, der die Untersuchung verschiedener Kehlnaht- und K-Naht-Verbindungen umfasst, ist bereits in Angriff genommen worden und wird voraussichtlich innerhalb eines Jahres zum Abschluss gebracht werden können. Die Dauerversuche wurden durchweg für fünf Grenzspannungsverhältnisse $\varkappa = \min\sigma/\max\sigma$ durchgeführt und zwar für $\varkappa = -1$, $\varkappa = -0{,}5$, $\varkappa = 0$, $\varkappa = +0{,}5$ und $\varkappa = +1$. Auf diese Weise konnte der Verlauf der einzelnen Dauerfestigkeitslinien im gesamten Bereich $-1 < \varkappa < +1$ genauer festgelegt werden. Als Dauerfestigkeit wurde die Zeitfestigkeit bei 2.10^6 Lastspielen aus Wöhlerlinien ermittelt. Form und Abmessungen der Prüfstäbe können Bild 3 und 4 entnommen werden. Die Prüfstäbe wurden aus den walzharten Blechen so herausgearbeitet, dass sie in die Walzlängsrichtung zu liegen kamen; dies gilt auch für die Prüfstäbe der Stumpfnahtverbindungen. Auf sorgfältige Herstellung der Prüfstäbe und gewissenhafte Durchführung der Dauerversuche ist besonders geachtet worden. Die Prüfstäbe wurden für jede der beiden Baustahlsorten ausnahmslos aus je einem der gleichen Schmelze entnommenen Werkstoff durchwegs in der gleichen Werkstatt (GHH Werk Oberhausen) unter gleichen Bedingungen hergestellt. Verwendt wurde Al-beruhigter normalgeglühter SM-Breitflachstahl.

Baustahl	Dauerfestigkeit der Grundwerkstoffe in kg/mm² für die Grenzspannungsverhältnisse				
	$\varkappa = -1{,}0$	$\varkappa = -0{,}5$	$\varkappa = 0{,}0$	$\varkappa = +0{,}5$	$\varkappa = +1{,}0$
St 37	16,5	21,0	26,5	41,0	43,2
St 52	20,5	24,4	33,2	46,5	50,5

Die chemische Analyse der fertigen Breitflachstähle (nach der letzten Wärmebehandlung) hat nachstehende Werte ergeben.

Chemische Analyse der SM-Breitflachstähle 650×14 mm nach der letzten Wärmebehandlung

Baustahl	Kohlenstoff % C	Silizium % Si	Mangan % Mn	Phosphor % P	Schwefel % S	Stickstoff % N
St 37	0,14	0,29	0,45	0,039	0,025	0,0050
St 52	0,155	0,38	1,12	0,024	0,020	0,0056

Die Versuche zur Feststellung der mechanischen Werkstoff-Kennwerte führten zu den nachstehenden Ergebnissen.

Mechanische Kennwerte

Grundwerkstoff - Vollstab

Baustahl	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Dehnung	Einschnürung	Kerbzähigkeit bei einer Prüftemperatur von 20° C			
					Werkstoff im Anlieferungszustand		Werkstoff gealtert 10 % Stauchung u. 30 Minuten Anlassen bei 250° C	
					a	b	a	b
	kg/mm²		Prozente		mkg/cm²		mkg/cm²	
St 37	28,7 - 28,5	43,2- 43,4	35,0- 35,5	57,8- 58,1	18,07- 18,47	17,50- 18,85	15,51- 16,35	13,63- 15,93
St 52	34,70- 34,95	50,6- 50,5	29,0- 28,0	51,5- 52,5	18,69- 20,64	18,14- 19,28	17,90- 18,06	7,54 12,79

Die Kerbzähigkeitswerte unter «a» gelten für Proben, die der Randzone des Querschnitts und die unter «b» für Proben, die der Mitte des Querschnitts entnommen worden sind.

Die Kerbschlagversuche wurden mit der DVM-Probe nach DIN 50115 Bild 3 und nach DIN 50122 im Werk Oberhausen der GHH durchgeführt; der Arbeitsinhalt des Hammers hat 30 mkg betragen.

Zur Durchführung der Dauerversuche stand in Darmstadt ein Zug-Druck-Pulser PPV 60 der Firma Carl Schenck GmbH, Darmstadt mit

Vorspannregeleinrichtung System Schenck-Erlinger und einer Frequenz von 2000 Lastspielen je Minute zur Verfügung, dagegen in München ein Zug-Druck-Pulser der Losenhausenwerk A.-G. mit einer Frequenz von 500 Lastspielen je Minute. Die für verschiedene Grenzspannungsverhältnisse ermittelten Dauerfestigkeitswerte sind in der nachstehenden Übersicht zusammengefasst; die Dauerfestigkeitslinien wurden in Bild 3 und 4 graphisch dargestellt.

Die Stumpfnahtverbindungen wurden mit X-Nähten hergestellt und diese mit Elektroden «Pan A» der GHH (Erzsaurer Typ = Es Typ) geschweisst. Zum Vergleich wurden auch einige Zugschwellversuche mit Stumpfnahtverbindungen durchgeführt, die mit Elektroden des «kalkbasischen Typs» (Kb Typ) der GHH Marke «Ultra» geschweisst waren. Sie haben wider Erwarten geringere Zugschwellfestigkeiten ergeben als die mit erzsauren Elektroden geschweissten Prüfstäbe, und zwar waren die Unterschiede bei der Stumpfnaht-Normalgüte verhältnismässig grösser als bei der Stumpfnaht-Sondergüte. Da der kalkbasische Typ weniger rissempfindlich ist als alle anderen Typen, die Handhabung jedoch, besonders beim An- und Absetzen der Elektrode, einige Übung erfordert,

Baustahl	Stumpfnaht-Sondergüte				Stumpfnaht-Normalgüte			
	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Dehnung	Einschnürung	Streckgrenze	Zugfestigkeit	Dehnung	Einschnürung
	km/mm²		Prozente		km/mm²		Prozente	
St 37	29,47	46,27	27,8	54,86	29,8	44,3	27,5	52,7
St 52	36,5	52,17	15,5	24,3	36,33	53,26	23,5	50,0

Art der Verbindung		Dauerfestigkeiten der Stumpfnaht-Sondergüte und Stumpfnaht-Normalgüte in kg/mm² für die Grenzspannungsverhältnisse				
		$\varkappa = -1{,}0$	$\varkappa = -0{,}5$	$\varkappa = 0{,}0$	$\varkappa = +0{,}5$	$\varkappa = +1{,}0$
Stumpfnaht-Sondergüte	St 37	15,8	20,5	26,0	38,5	46,27
	St 52	18,5	22,5	28,2	41,5	52,17
Stumpfnaht-Normalgüte	St 37	14,0	15,5	20,5	37,0	44,3
	St 52	16,5	19,5	25,5	38,0	53,26

dürfte der Grund für die niedrigeren Dauerfestigkeitswerte hauptsächlich in der nicht ganz einwandfrei ausgeführten Schweissung zu suchen sein. Der im Vergleich mit den Versuchsergebnissen für die Stumpfnaht-Sondergüte prozentual grössere Abfall der Zugschwellfestigkeiten der Stumpfnaht-Normalgüte dürfte auf die dauerfestigkeitsmindernde Wirkung der bei Verwendung kalkbasischer Elektroden erfahrungsgemäss rauheren Oberflächenbeschaffenheit der Schweissraupen zurückzuführen sein.

Bei statischer Beanspruchung der Stumpfnahtverbindungen wurden durchwegs die Festigkeitswerte des ungeschweissten Grundwerkstoffes erreicht; der Bruch lag stets im Grundwerkstoff ausserhalb der Schweissnaht.

Die festgestellten mechanischen Festigkeitskennwerte sind der nachstehenden Übersicht zu entnehmen.

Verhältnis der Dauerfestigkeiten	Baustahl	
	St 52	St 37
σ_{Sch} (Stumpfnaht-Sondergüte) / σ_{Sch} (Grundwerkstoff-Vollstab)	0,85	0,98
σ_{w} (Stumpfnaht-Sondergüte) / σ_{w} (Grundwerkstoff-Vollstab)	0,90	0,96
σ_{Sch} (Stumpfnaht-Normalgüte) / σ_{Sch} (Grundwerkstoff-Vollstab)	0,77	0,77
σ_{w} (Stumpfnaht-Normalgüte) / σ_{w} (Grundwerkstoff-Vollstab)	0,80	0,85
σ_{Sch} (Stumpfnaht-Normalgüte) / σ_{Sch} (Stumpfnaht-Sondergüte)	0,90	0,79
σ_{w} (Stumpfnaht-Normalgüte) / σ_{w} (Stumpfnaht-Sondergüte)	0,89	0,89

Die für die gleichen Grenzspannungsverhältnisse wie beim Grundwerkstoff durchgeführten Dauerversuche mit den Stumpfnahtverbindungen haben die in der nachstehenden Übersicht zusammengestellten Dauerfestigkeitswerte ergeben.

Die der «Stumpfnaht-Sondergüte» und der «Stumpfnaht-Normalgüte» zugeordneten Dauerfestigkeitslinien B und D sind in Bild 3 und 4 graphisch dargestellt worden.

Die neuen Dauerversuche der Deutschen Bundesbahn haben durchwegs höhere Dauerfestigkeitswerte ergeben als man erwartet hatte. Sie liegen wesentlich höher als die den neu festgelegten zulässigen Dauerbeanspruchungen zul σ_D zugrunde gelegten Dauerfestigkeitswerte σ_D (Bild 1 und 2), die im Hinblick auf die starke Streuung der im einschlägigen Schrifttum enthaltenen Ergebnisse von früheren Dauerversuchen vorsichts-

halber verhältnismässig niedrig angesetzt waren. Die für den Grundwerkstoff sowie für die Stumpfaht-Sondergüte und Stumpfnaht-Normalgüte neu festgelegten zulässigen Dauerbeanspruchungen zul σ_D (Bild 3 und 4) enthalten demnach grössere Sicherheitsreserven als zu vermuten war und erscheinen somit durchaus gerechtfertigt.

In der nachstehenden Übersicht werden die ermittelten Zugschwellfestigkeiten σ_{Sch} und Wechselfestigkeiten σ_W der beiden Stumpfnahtverbindungen und Grundwerkstoffe einander gegenübergestellt.

Sehr bemerkenswert sind die im Vergleich mit dem Grundwerkstoff hohen Dauerfestigkeiten der Stumpfnahtverbindungen. Beim Baustahl St 52 beträgt die Zugschwellfestigkeit der Stumpfnaht-Sondergüte 85 % und die Wechselfestigkeit sogar 90 % der entsprechenden Festigkeitswerte des Grundwerkstoffes. Für die Stumpfnaht-Normalgüte ergeben sich die entsprechenden Hundertsätze zu 77 % bzw 80 %. Die Schwellfestigkeit der Stumpfnaht-Normalgüte beträgt 90 % und die Wechselfestig-

Spannungsverhältnis	Baustahl St 37			Baustahl St 52		
	Grundwerkstoff	Stumpfnaht-Sondergüte	Stumpfnaht-Normalgüte	Grundwerkstoff	Stumpfnaht-Sondergüte	Stumpfnaht-Normalgüte
$\frac{\sigma_W}{\sigma_{Sch}}$	0,62	0,61	0,69	0,62	0,66	0,65
$\frac{\sigma_F}{\sigma_B}$	0,66	0,64	0,67	0,68	0,70	0,68
$\frac{\sigma_W}{\sigma_F}$	0,58	0,54	0,48	0,59	0,51	0,45
$\frac{\sigma_W}{\sigma_B}$	0,38	0,34	0,32	0,41	0,35	0,31
$\frac{\sigma_{Sch}}{\sigma_F}$	0,93	0,88	0,69	0,95	0.77	0,70
$\frac{\sigma_{Sch}}{\sigma_B}$	0,61	0,56	0,46	0,66	0,54	0,48

keit 89 % der entsprechenden Dauerfestigkeiten der Stumpfnaht-Sondergüte. Die blechebene Abarbeitung der Schweissraupe hat demnach bei den sehr sorgfältig hergestellten Prüfstäben eine Erhöhung der Zugschwellfestigkeit um 10% und der Wechselfestigkeit um 11% gebracht. Das Verhalten der Stumpfnaht-Normalgüte ist demnach überraschend gut und besonders bemerkenswert. Beim Baustahl St 37 beträgt die Zugschwellfestigkeit der Stumpfnaht-Sondergüte 98 % und die Wechselfestigkeit 96 % der entsprechenden Dauerfestigkeitswerte des Grundwerkstoffes. Für die Stumpfnaht-Normalgüte ergeben sich die entsprechenden

Hundertsätze zu 77 % bzw 85 %. Die Zugschwellfestigkeit der Stumpfnaht-Normalgüte beträgt 79 % und die Wechselfestigkeit 89 % der entsprechenden Dauerfestigkeitswerte der Stumpfnaht-Sondergüte. Die Abarbeitung der Schweissraupe hat demnach beim Baustahl St 37 zu einer Erhöhung der Zugschwellfestigkeit um 21 % und der Wechselfestigkeit um 11 % geführt.

In der nachstehenden Übersicht sind die Streckgrenzenverhältnisse σ_F / σ_B sowie die Verhältniswerte σ_W / σ_{Sch} der Wechselfestigkeiten zu den Schwellfestigkeiten zusammengefasst; desgleichen auch die Verhältniswerte σ_W / σ_F und σ_W / σ_B bezw σ_{Sch} / σ_F und σ_{Sch} / σ_B der Wechsel- und Schwellfestigkeiten zur Streckgrenze und Zugfestigkeit beim linearen statischen Zugversuch.

Das Streckgrenzenverhältnis sowie das von diesem bei sehr reinen und normalgeglühten Baustählen stark abhängige Verhältnis der Wechselfestigkeit zur Zugschwellfestigkeit liegt mit $\sigma_F / \sigma_B = 0{,}66$ bzw 68 und $\sigma_W / \sigma_{Sch} = 0{,}62$ bei beiden Baustählen günstig. Bemerkenswert ist das gute Verhalten des Baustahls St 52 bei Dauerbeanspruchung und zwar sowohl im Vergleich mit dem Baustahl St 37 als auch mit den neu festgelegten zulässigen Dauerbeanspruchungen.

ZUSAMMENFASSUNG

Auf Grund der Ergebnisse umfassender Untersuchungen und durchgeführter Dauerfestigkeitsversuche anlässlich der Neubearbeitung der Vorschriften der Deutschen Bundesbahn für die Berechnung geschweisster Eisenbahnbrücken konnte eine bedeutende Erhöhung der zulässigen Dauerbeanspruchungen für die Grundwerkstoffe und die Stumpfnahtverbindungen vorgenommen werden. Die Erkenntnisse hinsichtlich der dauerfestigkeitssteigernden Wirkung einer in Richtung des Kraftflusses vorzunehmenden blechebenen Abarbeitung der Schweissraupe führten zur Unterscheidung zwischen der Stumpfnaht-Sondergüte und der Stumpfnaht-Normalgüte. Für die Verbindung von normalerweise zueinander senkrecht stehender Bleche konnte die *K-Naht* hinsichtlich ihrer Beanspruchbarkeit bei Dauerbelastung verhältnismässig sehr gut bewertet werden; sie zeichnet sich durch einen wesentlich günstigeren Kraftfluss aus, als die umlaufende Kehlnaht und vermeidet die scharfe Kerbwirkung des bei der letzteren unverschweissten Lupftspaltes zwischen den verschweissten Teilen. Im Hinblick auf die im Vergleich mit den Kehlnahtverbindungen wesentlich bessere Bewertung der Stumpf- und K-Naht wird man beim Entwurf geschweisster Tragwerke durch zweckmässige bauliche Gestaltung dafür zu sorgen haben, dass an hochbeanspruchten Stellen ausschliesslich diese hochwertigen Schweissverbindungen zur Anwendung gelagen können.

Wenn die Anordnung von Kehlnähten, wie beispielsweise bei den planmässig kraftlosen Anschlussnähten von Aussteifungen, nicht zu umgehen ist, sind diese im Hinblick auf die starke Kerbwirkung der Nahtenden, endkraterfrei auszubilden, indem sie durch entsprechende Ausschnitte um die Kanten der Steifenbleche herumgezogen und als umlaufende Nähte ausgeführt werden. Durch Bearbeitung der Übergänge von der Schweissraupe zum Grundwerkstoff kann eine zusätzliche Milde-

rung der dauerfestigkeitsmindernden Wirkung erreicht werden. Danach können auch planmässig kraftlose Schweissnähte einen dauerfestigkeitsmindernden Einfluss haben, der berücksichtigt werden muss, der aber kleiner ist als wenn Kräfte in die angeschweissten Teile eingeleitet würden. Aufgeschweisste Verstärkungslamellen bei vollwandigen Biegestäben sind aus dem gleichen Grunde tunlichst nur an minderbeanspruchten Stellen anzuordnen, wo der zu verstärkende, Grundquerschnitt noch nicht voll beansprucht ist; dabei ist stets die Verbindung der Flankenkehlnähte mit einer pratzenfömig genügend stark ausgebildeten Stirnkehlnaht mit schlankem bearbeitetem Übergang vorzusehen. Beim Trägeranschluss wird die Spannung als Nennspannung unter Annahme einer in Wirklichkeit nicht vorhandenen gleichmässigen Spannungsverteilung und Beanspruchbarkeit nachgewiesen. Tatsächlich besteht aber in den querbeanspruchten Teilen der umlaufenden Kehlnaht eine geringere Beanspruchbarkeit als in den längsbeanspruchten. Aus diesem Grunde wird man beim Trägeranschluss an der Stelle der grössten Zugspannung die K-Naht oder Stumpfnaht anwenden, da diese eine wesentlich höhere Querbeanspruchbarkeit aufweisen. Auch als Halsnaht verdient die K-Naht den Vorzug.

Von wesentlicher Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit und Sicherheit geschweisster Tragwerke ist demnach das schweissgerechte Konstruieren und die beanspruchungsgerechte Herstellung. Der Konstrukteur darf sich keinesfalls darauf beschränken, die ihm vertrauten Formen der genieteten Bauweise auf geschweisste Tragwerke zu übertragen und die Nietung einfach durch Schweissung zu ersetzen. Solche Lösungen können insbesondere bei dynamisch beanspruchten Konstruktionen nicht befriedigen. Von grösster Bedeutung für die Sicherheit geschweisster Stahlbauten ist die Verwendung gut schweissbarer Baustähle mit hoher Trennbruchsicherheit.

RESUMO

Baseando-se nos resultados das extensas pesquisas e dos ensaios de resistência sob cargas de grande duração, efectuados por ocasião da remodelação das normas dos Caminhos de Ferro Alemães para o cálculo das pontes soldadas, pode-se considerar um aumento notável das cargas prolongadas admissíveis tanto no metal de base como nas ligações por soldadura de topo. Reconhecendo-se que um afagamento do cordão de soldadura no plano da chapa, no sentido das linhas de força, melhorava a resistência, estabeleceu-se uma distinção entre soldaduras de topo normais e especiais. Para ligar duas chapas normais uma à outra, pode-se utilizar um cordão com chanfro em K cujo comportamento é relativamente bom sob cargas permanentes; este tipo de ligação permite obter uma distribuição das linhas de força substancialmente mais favorável que os cordões de canto empregados em juntas completamente soldadas, evitando a fissuração causada pela porosidade neste último tipo de ligação. Considerando este comportamento mais favorável das soldaduras de topo e de chanfro em K em relação às soldaduras de canto, torna-se portanto necessário quando da elaboração do projecto de uma construção soldada, dispor os elementos de forma a empregar os tipos de soldadura de maior confiança nos pontos onde as solicitações são mais importantes.

Quando não é necessário evitar o emprego de soldaduras de canto, como por exemplo em ligações simples do cobre-juntas não solicitadas, deve pelo menos evitar-se a formação de crateras terminais em virtude da tendência à fissuração da extremidade do cordão; consegue-se este resultado prolongando o cordão em torno dos ângulos da chapa como se se tratasse de juntas completamente soldadas. Um acabamento cuidadoso da zona de transição entre o cordão e o metal de base permite ainda reduzir os factores que tendem a diminuir a resistência das soldaduras. Conclui-se portanto que o emprego sistemático de soldaduras, mesmo não solicitadas, pode ter um efeito nocivo sobre a resistência das cargas prolongadas, efeito esse que se deve tomar em consideração mas que é no entanto menor do que no caso de soldaduras resistentes. Só se devem empregar cobre-juntas soldadas em vigas de alma cheia nas zonas pouco solicitadas onde as secções a reforçar ainda não estão completamente carregadas; neste caso devem-se sempre prever, nas ligações laterais, soldaduras de canto suficientemente fortes e um bom acabamento das transições de um cordão para o outro. Nas ligações das vigas considera-se a tensão como tensão nominal, admitindo, o que não corresponde à realidade, uma distribuição uniforme das tensões e da resistência. A resistência dos cordões frontais é menor do que a dos cordões longitudinais. Por esta razão, nas ligações das vigas, empregar-se-ão, nas zonas muito solicitadas à tracção, soldaduras de topo ou com chanfro em K que resistem melhor a cargas transversais.

O emprego judicioso e a boa execução das soldaduras são factores de grande importância para a economia e segurança das estruturas soldadas. O construtor não se pode limitar, de modo nenhum, a transformar em construções soldadas as construções rebitadas, substituindo pura e simplesmente os rebites por cordões de soldadura. Tais soluções não são admissíveis, especialmente em estruturas submetidas a cargas dinâmicas. É também recomendável, para a segurança das estruturas soldadas, o emprego de aços de alta resistência e fàcilmente soldáveis.

RÉSUMÉ

D'après les résultats des recherches et essais très poussés sur la résistance aux sollicitations de longue durée effectués lors de la révision des normes des Chemins de Fer Allemands pour le calcul des ponts soudés, on peut admettre une augmentation notable des charges de longue durée admissibles tant dans le métal de base que dans les liaisons par soudure à franc bord. Le fait d'avoir reconnu qu'un meulage du cordon de soudure dans le plan de la tôle et dans le sens des lignes de force améliorait la résistance a conduit à introduire une distinction entre les soudures à franc bord normales et spéciales. Pour lier deux tôles normales l'une à l'autre, on peut utiliser les cordons en K dont le comportement est relativement bon sous l'effet des charges permamentes; ce type de soudure permet d'obtenir une distribution des lignes de force plus favorable que les soudures d'angle enveloppantes et évite la fissuration causée par la porosité dans ces dernières. A cause de ce comportement plus favorable des soudures à franc bord et en K par rapport aux soudures d'angle, il est necessaire, lors de la conception d'une charpente soudée de disposer les éléments de

manière à utiliser les types de soudure les plus favorables aux points où les sollicitations sont les plus importantes.

Quand il n'est pas nécessaire d'éviter l'emploi de soudures d'angle, comme par exemple dans les soudures simples de couvre-joints non sollicités, on doit néanmoins éviter la formation de cratères terminaux à cause de la tendance à la fissuration des extremités du cordon; ceci peut être obtenu en prolongeant le cordon autour des angles de la tôle comme si l'on avait affaire à un cordon enveloppant. Un fini soigné de la zône de transition entre le cordon et le métal de base permet de réduire encore les facteurs qui tendent à diminuer la résistance des soudures. On peut donc déduire de ceci, que l'emploi systématique de soudures, même non sollicitées, peut avoir un effet défavorable sur la résistance aux efforts de longue durée, dont l'on doit tenir compte, mais qui est cependant moins important que dans le cas des soudures résistantes. On ne doit employer les couvre-joints soudés dans les poutres à âme pleine que dans les zônes peu sollicitées ou les sections à renforcer ne sont pas encore entièrement chargées; dans ce cas il faut toujours prévoir dans les liaisons latérales des soudures d'angle suffisamment fortes et un bon achèvement des transitions d'un cordon à l'autre. Dans les liaisions de poutres, on considère la contrainte comme contrainte nominale et l'on admet, ce qui ne correspond pas à la réalité, une distribution uniforme des tensions et de la résistance. La résistance des cordons frontaux est inférieure à celle des cordons longitudinaux. Pour cette raison, pour les soudures de poutres, l'on employera dans les zônes en traction des soudure à franc bord ou en K qui résistent mieux aux charges transversales.

L'emploi judicieux et la bonne éxecution des soudures ont une grande importance pour l'économie et la sécurité des charpentes soudées. Le constructeur ne doit pas se contenter, en aucune façon, de transformer en charpentes soudées les constructions rivées qui lui sont soumises, par la importance pour l'économie et la sécurité des charpentes soudées. Le conssolutions sont inadmissibles, surtout dans les charpentes soumises à des charges dynamiques. Il est également recommandé, pour la sécurité des ouvrages soudées, d'employer des aciers à haute resistance, facilement soudables.

SUMMARY

In accordance with the results of the extensive research and experimentation on long time loading resistance carried out while revising the German Railways Welded Bridges Calculation Standards, it is possible to assume fairly increased permissible long time loads in the basic material as well as in butt welds. As it was reckoned that paring the welding seam, parallel to the plate, in the same direction as the efforts improved the resistance, a distinction was made between normal and special butt-welds. To attach two plates normal to one another, a K weld may be used, the behaviour of which is relatively good under long time loading; this type of weld allows a more favorable load distribution than an enveloping fillet weld, preventing cracking caused by porosities often found in the latter. Due to this more satisfactory behaviour of butt and K welds as compared to fillet welds, it becomes necessary, while

designing a welded structure, to arrange the different elements so as to use the safest type of weld where the efforts are the greatest.

When it is not necessary to avoid the use of fillet welds, i. e. in simple unstressed cover plate welding, care should nevertheless be taken so as to avoid formation of end-grooves due to the cracking tendency at the extremity of the seam; this is attained by continuing the seam around the edges of the plate as in the case of an enveloping seam. A careful finish of the transition zone between the seam and the basic metal allows a further reduction of the factors that tend to decrease the resistance of the welds. It may therefore be gathered that the systematic use of welds, even unstressed ones, may have an unfavourable effect on the long time resistance; this should be taken into account, in spite of being less important that in the case of stressed welds. In plate girder webplates, welded cover plates should only be used in little-stressed zones, where the sections to be reinforced are not yet fully loaded; in this case, the lateral fillet welds should be strong enough and the transition zone from one seam to another should be carefully finished. In girder webplate welds, the stress is considered as nominal stress and it is assumed, which is contrary to the facts, that the stress and the resistance are uniformly distributed. The resistance of frontal fillets is smaller than that of longitudinal ones. For this reason, in girder webplate welds submitted to tensile forces, butt or K welds should be used as they have a better resistance to transverse loading.

The wise use and quality of welds are very important factors for the economy and safety of welded structures. The designer cannot, in any way, transform a riveted structure into a welded one by merely substituting welds to rivets. Such solutions are not permissible, specially in structures submitted to dynamic loads. It is also recommended, for the safety of a welded structure, to use weldable, high tensile steels.

III a 2

Stress distribution in fillet welds

Spannungsverteilung in Kehlnähten

Distribuição das tensões nas soldaduras de canto

Distribution des contraintes dans les soudures d'angle

PROF. DR. GEORG WÄSTLUND DR. ENG. LARS ÖSTLUND

Royal Institute of Technology
Stockholm

1. *Introduction.*

In steel trusses and similar framed structures, the bars or other members which meet at a joint are often attached to the connection plates (gusset plates) by means of fillet welds. In such joints, see e. g. Fig. 1, the forces are wholly or partly transmitted from the bar to the connection plate through shearing stresses τ. The practice is generally to design welds of this kind in such a manner as to take account of the shearing stresses alone. However, if the member welded to the connection plate is submitted to tension or compression, then tensile or compressive stresses $\sigma_{\parallel}$ which are parallel to the longitudinal direction of the weld must also occur in the weld. Furthermore, that tensile or compressive force in the bar which is transmitted through the fillet weld is eccentric with reference to the weld. Accordingly, the weld is also subjected to stresses $\sigma_{\perp}$ at right angles to the longitudinal direction of the weld. Therefore, the weld is in a multiaxial state of stress, and it is of importance to know whether the load-bearing capacity of the weld is also influenced by the stress components $\sigma_{\parallel}$ and $\sigma_{\perp}$.

In the Swedish standard specifications for welding of steel structures, just as in the analogous specifications in many other countries, the load--bearing capacity of welds is determined by the hypothesis of the maximum strain energy of distortion. This hypothesis can serve as a basis for calculating the comparison stress

$$\sigma_r = \sqrt{\left(\frac{\sigma_{\perp}}{\alpha}\right)^2 + \sigma_{\parallel}^2 - \frac{\sigma_{\perp}}{\alpha} \cdot \sigma_{\parallel} + 3\,\tau^2}$$

which shall not exceed the allowable stress in the parent metal. In this formula, α is a form factor which is less than unity. The standard specifications do not state that the formula in question shall be applied to the case illustrated in Fig 1. If it is nevertheless desired to find out whether the formula is applicable to this case, then it is necessary to know how the stresses set up in the weld are distributed in its longitudinal direction.

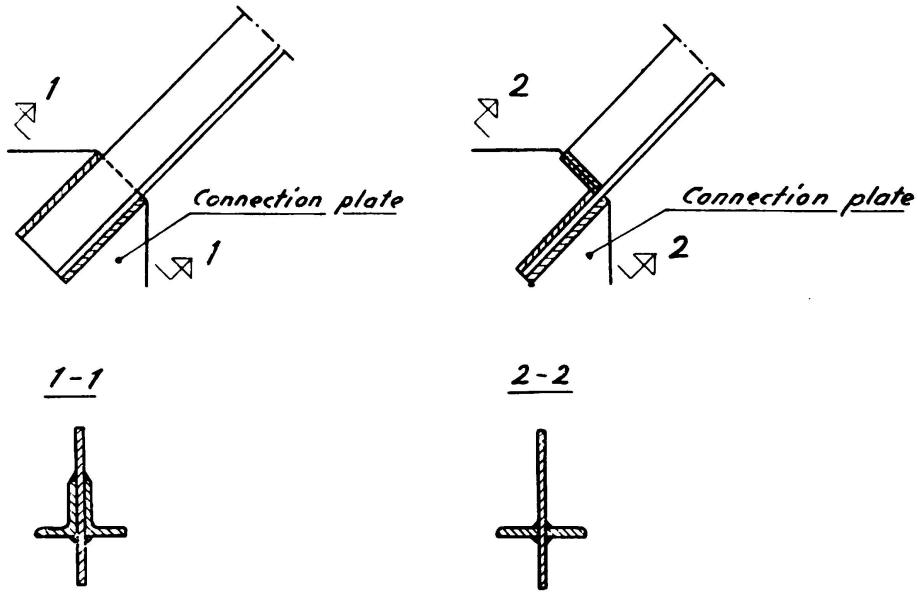


FIG. 1

In order to clarify these questions to a certain extent, two series of tests on fillet weld joints of the above-mentioned type were made at the Royal Institute of Technology, Division of Structural Engineering and Bridge Building, Stockholm, Sweden. The purpose of the tests contained in the first series was to determine the variation in the ultimate load with the design of the members attached to a connection plate, so as to give an idea of the effects produced by the stresses $\sigma_{\parallel}$ and $\sigma_{\perp}$. The tests comprised in the second series were made in order to determine the shearing stress distribution in a fillet weld.

2. *Variation in Ultimate Load with Design of Members Attached to Connection Plates.*

The test specimens used in this test series are shown in Fig. 2. The test specimens were submitted to tensile forces. In order that the test conditions should be as simple and well-defined as possible, the members welded to the connection plates were made of bars of rectangular cross section, while the «connection plates» were uniform in width, and their cross-sectional area was equal to the total cross-sectional area of the bars. The test specimens comprised bars of five different cross--sectional shapes, see Fig. 2. In the test specimens a, b and c, the bars were equal in cross-sectional area, but differed in height H and in width B.

These test specimens were employed with a view to throwing light on the effect of the stress $\sigma_\perp$ acting at right angles to the longitudinal direction of the weld. It was expected that the stress $\sigma_\perp$ would reach a maximum value in the test specimen a and a minimum value in the test specimen c. In the tests specimens c, d and e, the cross-sectional area of the bars was varied, whereas the height H was constant. These test specimens were used in order to obtain information on the effects of the tensile stresses $\sigma_\parallel$ acting in parallel to the longitudinal direction of the weld. It was presumed that $\sigma_\parallel$ would reach a maximum value in the test specimen e and a minimum value in the test specimen d. Six specimens of each of these five types were prepared and subjected to the tests. The steel

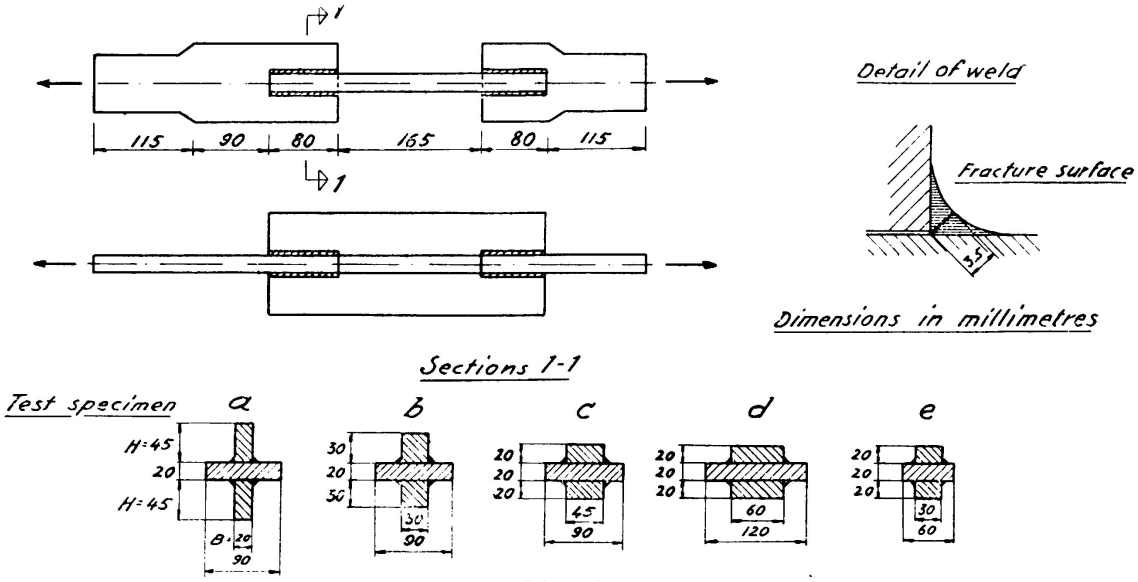


FIG. 2

was supplied in seven bars. The yield point stress and the ultimate strength were determined for each of these bars. The mean value of the yield point stress was found to be 2820 kg per cm² (the observed values varied from 2780 to 2890 kg per cm²). The mean value of the ultimate strength was found to be 5390 kg per cm² (the observed values varied from 5230 to 5470 kg per cm²).

It was intended to test only one of the two weld joints on each test specimen, and the strength of the other weld joint was increased so as to prevent failure. The joints to be tested were as far as possible welded in a similar manner on all 30 test specimens. All four welds were 80 mm in length, and the dimension a was equal to 3.5 mm, see Fig. 2. The maximum deviation was 3 mm in weld length and $\pm$ 0.2 mm (estimated value) in dimension a. In order that the dimension a should be as accurate as possible, the whole weld was ground. The welds were made by means of Philips Ph 48 electrodes. The yield point limit and the ultimate strength of the weld metal were determined on a small test bar, 2.7 mm by 2.7 mm in cross section, cut out of one of those welds which were not intended for testing. The yield point stress was found to be 4700 kg per cm², the ultimate strength was 5750 kg per cm², and the ultimate elongation in a gauge length of 65 mm was 11 per cent.

The specimens were tested in a tension testing machine having a capacity of 50 tons. The ultimate loads observed in these tests are given in Table 1. For two specimens, b1 and c5, the load of 50 tons proved insufficient to cause failure. All other specimens failed either in two or in four welds. The failure was in shear along the surface of minimum thickness of the weld, see Fig. 2. A similar type of failure was observed in the second series of tests. A test specimen after failure in the second test series is shown in Fig. 5.

TABLE 1

Observed Ultimate Loads

Test Specimen		Ultimate Load			Mean Ultimate Shearing Stress kg per cm²
Type	No.	Per Test Tons	Mean Value per Type Tons	Average Deviation Tons	
a	1 2 3 4 5 6	49.2 43.3 38.3 48.0 47.0 41.4	44.5	4	3940
b	1 2 3 4 5 6	>50.0 44.3 43.5 40.6 46.4 44.3	>44.8	3	>4000
c	1 2 3 4 5 6	48.2 42.0 44.7 42.2 >50.0 47.3	>45.8	3	>4100
d	1 2 3 4 5 6	41.1 41.2 44.2 45.3 40.0 49.4	43.5	3	3900
e	1 2 3 4 5 6	41.7 40.3 42.8 48.2 39.5 40.9	42.2	3	3780

The dispersion of the ultimate loads observed on test specimens of the same type is relatively large. The greatest deviation from the mean value for an individual test specimen is 14 per cent. On the other hand, the difference between the mean values relating to different types of test specimens is comparatively small. The greatest difference is 8 per cent. It is therefore impossible to use these tests as a basis for drawing any conclusions as how the design of the bars attached to the connection plates influences the load- bearing capacity of the welds. In this case, however, it seems that the variation in the design of the bars, and hence in the stresses $\sigma_{\parallel}$ and $\sigma_{\perp}$, produced only a slight effect on the load-bearing capacity of the welds. It is to be supposed that this capacity was indirectly determined by the shearing stresses set up in the welds. It appears to be obvious that the stresses $\sigma_{\parallel}$ actually occur, and the fact that the stresses $\sigma_{\perp}$ vary with the type of test specimen was established by measuring the stresses (or rather the strains) at some points close to the weld joints on several test specimens. When these measurements were made on test specimens of the type a, it was found that the resultant of the tensile stresses in one of the bars, at the front edge of the weld, had an eccentricity of 0 to 4 mm (reckoned in the direction towards the welds) with reference to the centre line of the bar at half-height. This implies that the eccentricity of the point of application of the tensile force with respect to the weld was about 20 mm. In the test specimens of the type c, which were provided with bars 20 mm in height, the eccentricity of the tensile force must have been materially smaller.

The mean shearing stress at failure in the tests was about 4000 kg per cm². The corresponding comparison stress calculated from the above-given formula without taking $\sigma_{\parallel}$ and $\sigma_{\perp}$ into account, i. e. $\sigma_r = \sqrt{3} \cdot \tau$, is about 7000 kg per cm². The maximum values of the shearing stress and the comparison stress may be presumed to be substantially higher. Consequently, it seems that the load-bearing capacity in this case is not inconsiderably greater than that value which would result from a calculation of the comparison stress, irrespective of whether this stress is computed from the actual stresses or from a mean value of some kind or other.

In this connection it is to be noted, however, that the expression for the comparison stress (in which σ_r is put equal to the yield point stress) states only a condition for yield, and not a condition for failure. It is quite possible that yield occurred in the welds before failure, but no large displacements of the bars with reference to the «connection plate» were observed in the tests. The order of magnitude of the greatest actual displacements was 0.1 mm.

3. *Shearing Stress Distribution along Welds.*

The main purpose of the second test series was to give an idea of the variation in the shearing stress distribution along a fillet weld with the length of weld and the thickness of weld. The test specimens used in this series, see Fig. 3, were in principle similar in design to those of the type a in the first series, but the gripping devices were modified.

The test specimens were six in number. The welds were varied in length and in thickness, see Table 2.

Just as in the first test series, only one of the weld joints was intended for testing. All four welds of this joint were made so as to be as similar as possible, and were ground to required dimensions.

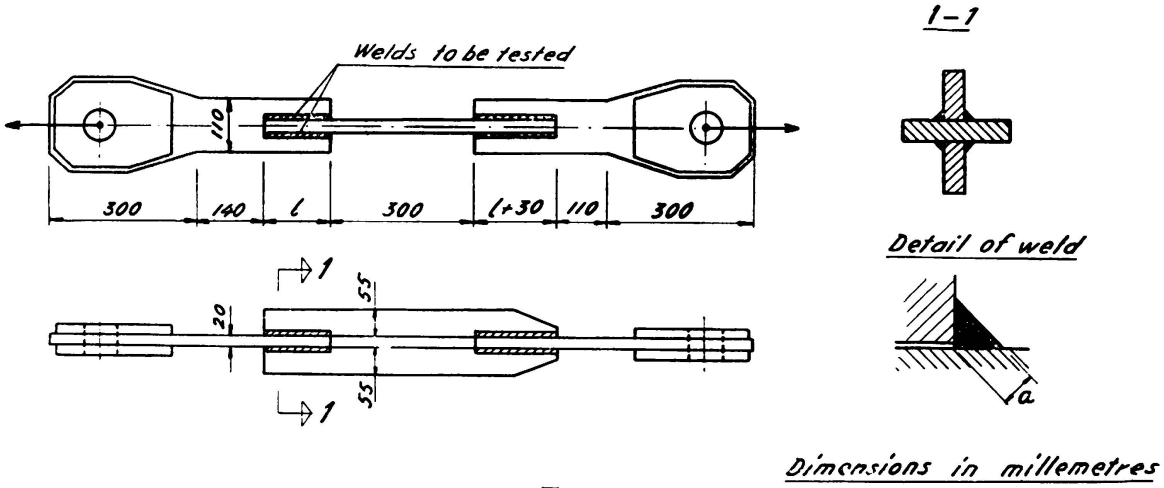


FIG. 3

The material for the test specimens was cut out of the same steel plate. From the tests made on sample bars which were cut out of the plate at the same time it was found that the yield point stress of the steel was 3550 kg per cm² and that its ultimate strength was 5350 kg per cm². The determination of the modulus of elasticity showed it to be 2.05 . 10^6 kg per cm². The welds were made by means of ASEA Z4P electrodes. The manufacturers state that the ultimate strength of this weld metal varies from 5000 to 5600 kg per cm² and that its ultimate elongation in a gauge length equal to five times the diameter of the test bar varies from 25 to 30 per cent.

TABLE 2

Length and Thickness of Fillet Welds on Test Specimens.

Test specimen No.	AI	AII	BI	BII	CI	CII
Length of weld, mm... ...	70	70	140	140	210	210
Thickness of weld, *a* mm...	3.5	6.0	3.0	6.0	3.5	6.0

The shearing stress distribution in the welds was determined by measuring the strains in one of the bars attached to the «connection plate». The strains were measured by means of resistant wire strain gauges (6 mm in gauge length), which were located in several gauge sections at right angles to the longitudinal direction of the bar. Four wire strain gauges were fitted on each side of the bar in each section. The location

of the wire strain gauges is shown in Fig. 4. The wire strain gauges, which were opposite to each other on the two sides of the bar, were connected in series, so that direct readings of the average strain were taken at each point. Furthermore, wire strain gauges were also located in the central section in the free part of the bar in order that it might be possible to find out whether there was any appreciable amount of oblique tension.

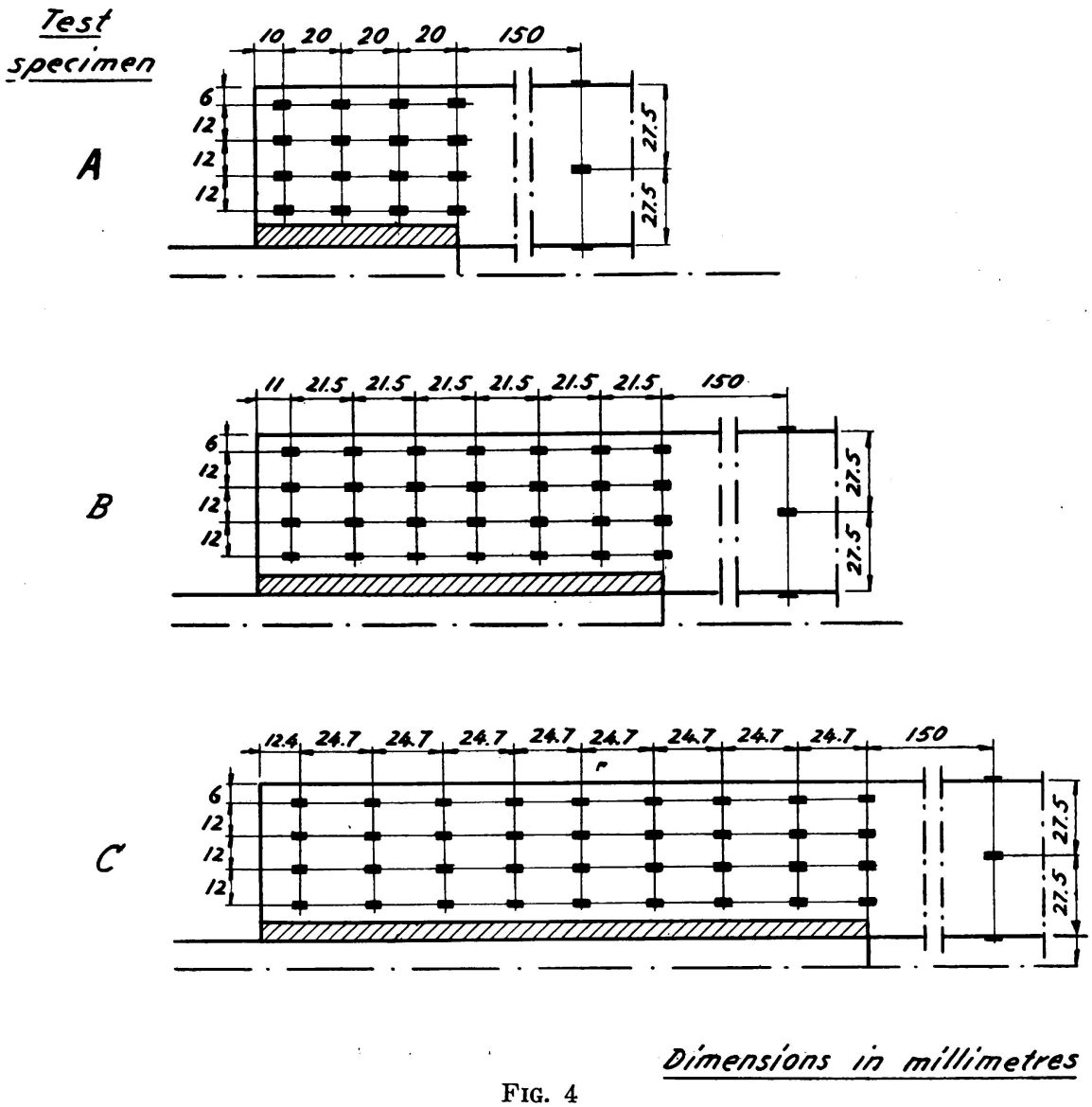


FIG. 4

If the stresses at the gauge points are known, then we can calculate the total tensile force D in each gauge section of the bar. If the direction x denotes the longitudinal direction of the bar, then the mean shearing stress in the two fillet welds of the bar is

$$\tau = \frac{1}{2a} \cdot \frac{dD}{dx} \tag{1}$$

Now it was the strains, and not the stresses, that were measured in the tests. The relation between stress and strain is

$$\sigma_x = E\,\varepsilon_x + \nu\,\sigma_y$$

In this relation, σ_y is unknown. However, an approximate correction can be obtained by means of the conditions for equilibrium, so that Eq. (1) can be written in the form

$$\tau = \frac{1}{2a}\left[\frac{\mathrm{d}D_l}{\mathrm{d}x} + \frac{1}{6}\nu H^2 \frac{\mathrm{d}^3}{\mathrm{d}x^3}(\mu D_l)\right]$$

where D_l is the nominal tensile force in a gauge section. This force is calculated from E and ε_x, but without taking σ_y into account, i. e. $D_l = Et\int \varepsilon_x\,\mathrm{d}y$. Furthermore, t is the thickness of the bar, and μ is a coefficient which is dependent on the distribution of ε_x over the cross section (for a uniformly distributed strain, μ is equal to unity). Poisson's ratio is put equal to 0.3 in what follows. The determination of the correction term is of course very uncertain, but, on the other hand, this term is relatively small.

The tests were made in a tension testing machine having a capacity of 100 tons. The strains were observed several times during each test. Only three of the test specimens, viz., AI, AII, and BI, could be tested to failure.

The ultimate loads observed in the tests are given in Table 3, together with the corresponding mean shearing stresses.

TABLE 3

Ultimate Loads

Test Specimen No.	Ultimate Load Tons	Mean Ultimate Shearing Stress kg per cm²
AI	40	4070
AII	58	3440
BI	85	5060

It is remarkable that the lowest mean shearing stress was observed in a short, thick weld (AII, $l = 70$ mm, $a = 6.0$ mm), while the greatest mean shearing stress occurred in a long, thin weld (BI, $l = 140$ mm, $a = 3.0$ mm). All the same, since only one specimen of each type was subjected to the tests, it is not possible to draw any reliable conclusions from the test results. All three test specimens that failed were fractured in the weld. The test specimen BI after failure is shown in Fig. 5.

Fig. 6 represents the shearing stress distributions corresponding to different loads and determined in conformity with the principle stated in the above. Each diagram shows the mean value of the observed values for each part of the weld between two gauge sections. The right-hand scale expresses the shearing stresses in the welds. The left-hand scale indicates the shearing force in two welds per centimetre of weld length ($2\ a\ \tau$). The actual shearing stress curve is of course continuous, but no attempt was made to draw this curve, since its details at the ends of the weld are unknown.

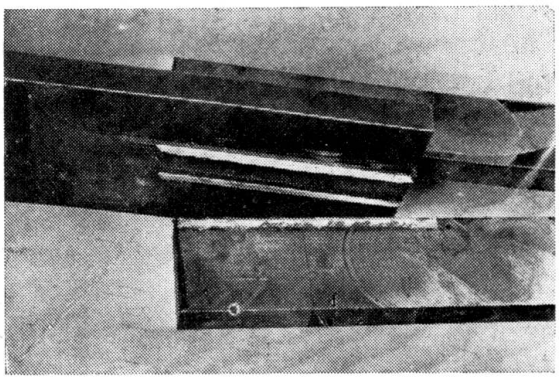


FIG. 5

The results shown in Fig. 6 are uncertain in some respects. These uncertainties are due to several causes, e. g. the fact that it was not possible to measure the strains at that edge of the bar which was welded.

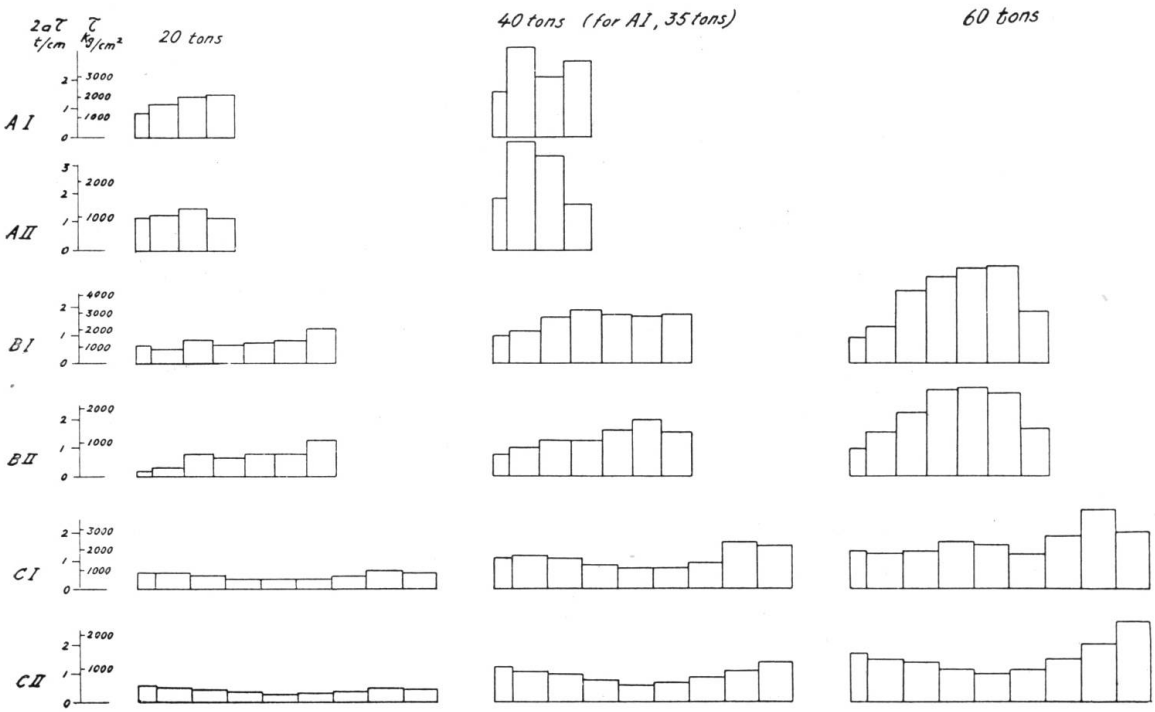


FIG. 6

Moreover, since the shearing stress is mostly dependent on the difference between the strains observed in two gauge sections, a relatively slight error in strain can give rise to a considerable error in the shape of the τ curve. The curves relating to the shortest welds are particularly sensitive to errors in measurements. Nevertheless, we can distinguish certain characteristic features in the shape of the curves. In the longest

welds (210 mm), the shearing stress is greatest at both ends of the weld. The curve referring to the test specimen CI under a load of 60 tons is more irregular than the other curves. The curves relating to the medium long welds (140 mm) show a shearing stress distribution which is in part comparatively irregular under the lowest two loads, and which does not exhibit any marked concentrations of shearing stresses at the ends. Under the greatest load, the highest shearing stresses in these test specimens occur in the central portion of the weld. In the shortest welds (70 mm), the shearing stress distribution under the smallest load is fairly uniform. At greater loads, the highest shearing stresses are found in the central portion of the weld on the test specimen AII, while the shearing stress distribution relating to the test specimen AI is more irregular. The test results do not indicate any substancial difference between the test specimens with thinner and thicker welds. To sum up the inferences which may be drawn from the tests described in the above, it can be stated that the shearing stresses in long welds tend to be concentrated to a certain extent at the ends of the weld, while shorter welds exhibit a more uniform shearing stress distribution or in certain cases a concentration of the shearing stresses in the central portion of the welds. The terms «long» and «short» welds, as used in this connection, mean that the length of the weld is brought into relation with the dimensions of the bar attached to the connection plate.

ACKNOWLEDGEMENTS

The tests were made as graduation theses at the Royal Institute of Technology, Stockolm, Sweden. The first test series was carried out by Messrs C. Anger and B. Sjölander, while the second test series was performed by Messrs B. Alte and K. Rendel. The Authors wish to thank them for their work.

SUMMARY

This paper gives an account of an experimental investigation made in order to study the transmission of forces from a bar to a connection plate through fillet welds submitted to shear. The investigation comprised two series of tests.

The first test series dealt with the variation in the ultimate load with the design of the bars attached to the connection plate. All test specimens were provided with identical welds, but the cross sectional shape of the bars was varied in such a manner that different values of the stress $\sigma_{\perp}$ at right angles to the longitudinal direction of the weld and the stress $\sigma_{\parallel}$ parallel to this direction were to be expected. However, no appreciable difference in the ultimate loads corresponding to the various types of specimens was observed in the tests. Thus, it appeared that the effects produced by the stresses $\sigma_{\parallel}$ and $\sigma_{\perp}$ on the load-bearing capacity of the welds were of minor importance in this case.

In the second test series, the shearing stress distribution along the fillet welds was studied by means of strain measurements at three different lengths of weld and at two different thicknesses of weld. The results of these measurements indicate that the shearing stresses in long welds are concentrated to a certain extent at the ends of the welds, while shorter welds exhibit a more uniform shearing stress distribution or in certain cases a concentration of the shearing stresses in the central portion of the welds.

In all tests the mean value of the shearing stress at failure was not inconsiderably greater than $\frac{1}{\sqrt{3}}$ times the ultimate strength of the weld metal.

In so far as it may be considered justifiable to draw any conclusions from these tests, which comprised a very small number of specimens, all test results seem to indicate that it seems to be reasonable to make the following two assumptions in the design of fillet welds of the type illustrated in Fig. 1, viz., first, that the effects of the stresses $\sigma_{\parallel}$ and $\sigma_{\perp}$ may be disregarded, and second, that the distribution of the shearing stresses is fairly uniform even in comparatively long welds.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag gibt die Ergebnisse experimenteller Untersuchungen über die Kraftübertragung von einem Stab in eine Verbindungsplatte durch schubbeanspruchte Schweissnähte. Dabei handelt es sich um zwei Prüfungsreihen.

Vorerst wurde die Abhängigkeit der Bruchlast vom Querschnitt des mit der Platte verbundenen Stabes untersucht. Dazu erhielten sämtliche Prüfstücke gleiche Schweissnähte, aber die Querschnittsform der Stäbe wurde so verändert, dass verschiedene Spannungen $\sigma_{\perp}$ senkrecht zur Längsrichtung der Naht und verschiedene Spannungen $\sigma_{\parallel}$ parallel zu dieser Richtung zu erwarten waren. Es liessen sich dann aber keine merklichen Unterschiede in den Bruchlasten der verschiedenen Prüfstücktypen feststellen. Damit scheint es, dass die Einwirkung der Spannungen $\sigma_{\parallel}$ und $\sigma_{\perp}$ auf das Tragvermögen der Nähte in diesem Fall unbedeutend ist.

In der zweiten Prüfungsreihe wurde die Schubspannungsverteilung entlang der Kehlnaht mittels Spannungsmessung an Schweissnähten von 3 verschiedenen Längen und 2 verschiedenen Dicken untersucht. Diese Messungen beweisen, dass in langen Nähten die Schubspannungen sich bis zu einem gewissen Mass in den Nahtenden anhäufen, während kürzere Nähte eine gleichmässige Verteilung oder in gewissen Fällen sogar eine Anhäufung der Schubspannungen ins Mittelteil der Schweissnaht aufweisen.

In allen Prüfungen war der mittlere Wert der Schubspannung beim Bruch nicht unbeträchtlich höher als $\frac{1}{\sqrt{3}}$ mal die Bruchfestigkeit des Schweissmetalls. Soweit es gerechtfertigt erscheint, aus diesen Prüfungen, welche nur eine geringe Anzahl von Untersuchungen umfassen, Schluss-

folgerungen zu ziehen, so scheinen alle Ergebnisse derselben die Annahme zu bestätigen, dass:

1. die Einwirkung der Spannungen $\sigma_{\parallel}$ und $\sigma_{\perp}$ als umbedeutend zu betrachten ist;
2. die Verteilung der Bruchlasten bei verhältnismässig langen Schweissnähten eine ziemlich gleichmässige ist.

RESUMO

O autor relata os ensaios a que se procedeu para estudar a maneira como se transmitem os esforços de uma viga a uma chapa de ligação, por intermédio de cordões de canto trabalhando ao corte. Efectuaram-se duas séries de ensaios.

Na primeira série determinou-se a variação da carga de rotura em função da secção das vigas soldadas à chapa de ligação. Em todos estes ensaios os cordões eram idênticos, mas a secção transversal das vigas era variável de modo a obter diferentes valores para as tensões $\sigma_{\parallel}$ e $\sigma_{\perp}$, respectivamente paralela e perpendicular ao eixo longitudinal do cordão. Não se notou, no entanto, diferença apreciável entre as cargas de rotura correspondentes aos diversos ensaios. Parece portanto que o efeito das tensões $\sigma_{\parallel}$ e $\sigma_{\perp}$ sobre a capacidade de carga das soldaduras é de pouca importância neste caso.

Na segunda série de ensaios estudou-se a distribuição das tensões de corte ao longo das soldaduras de canto, medindo as deformações para três comprimentos e duas larguras de cordão diferentes. O resultado destas medições mostra que para cordões compridos as tensões de corte estão em parte concentradas nas extremidades e que, para cordões mais curtos, a distribuição é mais uniforme ou apresenta, em certos casos, uma concentração de tensões na parte central do cordão.

Em todos os ensaios, o valor médio da tensão de corte correspondente à rotura, nunca ultrapassou muito $\frac{1}{\sqrt{3}}$ vezes a tensão de rotura do metal da soldadura.

Admitindo que se possam tirar conclusões deste estudo, que compreendeu um número muito reduzido de ensaios, os resultados parecem mostrar que, para o cálculo de cordões de canto do tipo indicado na fig. 1, é razoável admitir que:

1.° O efeito das tensões $\sigma_{\parallel}$ e $\sigma_{\perp}$ é desprezível;

2.° A distribuição das tensões de corte é aproximadamente uniforme mesmo nos cordões relativamente compridos.

RÉSUMÉ

L'auteur décrit des essais effectués dans le but d'étudier le mode de transmission des efforts d'une barre à un gousset, par l'intermédiaire de cordons d'angle travaillant au cisaillement. L'ensemble de l'étude comprenait deux séries d'essais.

Dans une première série on a determiné la variation de la charge de rupture en fonction de la section des barres soudées au gousset. Dans tous ces essais les cordons étaient identiques, mais la section transversale des valeurs différentes pour les contraintes $\sigma_{//}$ et $\sigma_{\perp}$, respectivement parallèle et perpendiculaire à l'axe longitudinal du cordon. On n'a cependant pas remarqué de différence appreciable entre les charges de rupture correspondant aux divers essais. Il semble donc que l'effet des contraintes $\sigma_{//}$ et $\sigma_{\perp}$ sur la capacité de charge des soudures est peu important dans ce cas.

Dans une deuxième série d'essais on a étudié la répartition des contraintes de cisaillement le long des soudures d'angle, en mesurant les déformations pour trois longueurs et deux épaisseurs différentes de cordon. Le résultat de ces mesures montre que pour les cordons longs, les contraintes de cisaillement se concentrent, dans une certaine mesure, aux extrémités et que pour des cordons plus courts, la distribution est plus uniforme ou présente, dans certains cas, une concentration de contraintes dans la partie centrale du cordon.

Dans tous les essais, la valeur moyenne de la contrainte de cisaillement correspondant à la rupture, n'a guère dépassé de beaucoup $\frac{1}{\sqrt{3}}$ fois la contrainte de rupture du métal d'apport.

Pour autant que l'on puisse tirer des conclusions de cette étude qui n'a porté que sur un nombre très réduit d'essais, les résultats semblent montrer que, pour le calcul de cordons d'angle du type indiqué dans la fig. 1 il est raisonnable d'admettre que:

1° L'effet des contraintes $\sigma_{//}$ et $\sigma_{\perp}$ est négligeable;

2° La répartition des contraintes de cisaillement est approximativement uniforme, même pour des cordons relativement longs.

Leere Seite
Blank page
Page vide