

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

Band: 7 (1964)

Rubrik: II: Structural steels, means of connection

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: 20.02.2026

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

Construction métallique - Stahlbau - Metal Structures

II

Aciers de construction et moyens d'assemblage

Baustähle und Verbindungsmittel

Structural Steels, Means of Connection

IIa

Aciers à haute résistance et leur mise en œuvre

Hochfeste Stähle und deren Verarbeitung

High Tensile Steels and Their Fabrication

IIb

Boulons à haute résistance

HV-Schrauben

Friction-Grip-Bolts (High Strength Bolts)

IIc

Soudage et collage — Schweißen und Kleben — Welding and Gluing

IId

Résistance à la fatigue des éléments de construction

Ermüdungsfestigkeit von Konstruktionsteilen

Fatigue Life of Structural Members

IIe

Calcul plastique dans le domaine des aciers à haute résistance et des moyens d'assemblage récents

Traglastverfahren im Hinblick auf hochfeste Stähle und neuartige Verbindungsmittel

Plastic Design with Reference to High Tensile Steels and Modern Methods of Connection

PIERRE DUBAS

Ecole Polytechnique Fédérale, Zurich

Rapport général

Le but essentiel du rapport général paraissant dans le Rapport Final est de présenter les résultats de la discussion et les progrès constatés, pour en tirer les conclusions principales. Pour certains des sujets appartenant au thème II, la discussion n'a cependant pas été utilisée tandis que pour d'autres il s'agissait avant tout de points particuliers. Il sera donc difficile d'établir des conclusions de caractère général et on se limitera aux aspects des problèmes qui ont spécialement retenu l'attention lors du congrès.

a) Aciers à haute résistance et leur mise en œuvre

Le problème de la mise en œuvre des aciers à haute résistance n'a malheureusement pas soulevé un grand intérêt: seule une contribution a été présentée pour la Publication Préliminaire et la discussion n'a pas été utilisée lors du congrès¹).

Quelle est la situation actuelle en matière d'aciers à haute résistance? Sans s'arrêter aux procédés d'élaboration, en particulier aux traitements thermiques, qui appartiennent au domaine de la métallurgie, on peut affirmer que les problèmes principaux relatifs à la mise en œuvre sont en grande partie résolus; ceci vaut en particulier pour le soudage, puisqu'on dispose d'électrodes de nuance appropriée²) et que l'on connaît les précautions à prendre (température de préchauffage, réglage de l'apport d'énergie lors du soudage, etc.) pour éviter, en particulier pour les aciers trempés et revenus, une modification inadmissible de la micro-structure, conduisant à une diminution de la ténacité (effet de trempe) ou de la résistance.

Du point de vue économique, il faut bien constater que, tout au moins dans les conditions européennes, le supplément de prix des aciers à haute résistance est souvent du même ordre de grandeur que l'augmentation de la limite élastique. Comme cela a déjà été indiqué dans la Publication Préliminaire, nous ne parlons pas ici des aciers de la nuance 50 à 52 dont le prix est souvent peu différent de celui des aciers doux dès que l'on demande pour ces derniers un essai de résilience assez sévère, ce qui conduit automatiquement à une élaboration plus soignée et à une normalisation. Pour les aciers dont la limite élastique atteint ou dépasse 40 kg/mm², le gain sur le prix de la matière sera donc modeste même pour les éléments dont la limite élastique est pratiquement la seule base de dimensionnement (réservoirs sous pression ou conduites forcées, barres tendues de treillis soumis à des sollicitations statiques, etc.). Pour les poutres à âme pleine, la situation est encore moins favorable puisque l'âme n'est utilisée que sur ses bords et que le problème du voilement est déterminant pour le choix de l'épaisseur. Pour résoudre cette difficulté, on envisage d'ailleurs aux Etats-Unis de prévoir des âmes d'une nuance inférieure à celle des semelles, ce qui pose d'autres problèmes.

En ce qui concerne la mise en œuvre en atelier, les avantages économiques sont également assez limités: le tonnage à fabriquer est certes inférieur mais la main-d'œuvre unitaire est notablement plus élevée, en particulier à cause

¹) La contribution intitulée « Utilisation d'aciers à haute résistance dans deux ouvrages suisses », paraissant dans le présent Rapport Final, était incluse dans le rapport général oral présenté au congrès.

²) Voir par exemple R. NITTKA: « Schweißen höherfester Feinkornbaustähle unter besonderer Berücksichtigung neuartiger vergüteter Baustähle », Oerlikon Schweißmitteilungen, Nr. 53 (1965).

des précautions plus grandes à prendre tant pour la préparation que pour le soudage.

On comprend dès lors facilement que le domaine d'application des aciers à haute résistance soit assez limité à l'heure actuelle, surtout si l'on ne tient pas compte de l'utilisation en grosse chaudronnerie, qui ne rentre pas directement dans le cadre des activités de l'AIPC. La situation paraît différente au Japon où l'on utilise semble-t-il largement les aciers à haute résistance (traités thermiquement ou autres) pour la construction des ponts³). Peut-être les surprix de qualité pour ces nuances sont-ils moins élevés au Japon?

On peut dire en conclusion que ce sont principalement des considérations d'ordre économique, et non des difficultés techniques, qui s'opposent actuellement à une mise en œuvre accrue des aciers à haute résistance. C'est donc avant tout aux producteurs qu'il appartient de réexaminer le problème, bien entendu en contact étroit avec les utilisateurs.

b) Boulons à haute résistance

Assemblages à recouvrement (boulons cisailés)

En complément à sa contribution parue dans la Publication Préliminaire, M. KONISHI apporte d'intéressantes précisions aux essais qu'il a entrepris. Il indique en particulier que, lors des essais de fatigue sous des sollicitations proches de la charge de glissement, la fréquence des pulsations a joué un rôle important.

Nous nous permettrons de relever ici encore une fois les divergences assez importantes qui subsistent entre les divers pays en ce qui concerne le calcul des assemblages et spécialement l'évaluation de la sécurité. Ce point est souligné également par M. FALTUS à la fin de son important exposé. Certaines de ces différences s'expliquent logiquement par des conditions économiques différentes: aux Etats-Unis, par exemple, le coût élevé de la main-d'œuvre rend peu économique un traitement des surfaces de contact destiné à augmenter le coefficient de friction. Ce point est relevé dans l'exposé de MM. FISHER et BEEDLE qui montre le développement des recherches américaines relatives aux assemblages par boulons HR et l'évolution des règles d'application correspondantes.

³) Voir par exemple l'article de MM. G. TANAKA et S. HASEGAWA paru dans la Publication Préliminaire, IIc 3, p. 457, ou le rapport introductif de MM. H. KIHARA et T. OKUMURA à la Commission I, Ouvrages de franchissement, du Congrès sur l'utilisation de l'acier de la CECA, Luxembourg octobre 1964; traduction en italien sous le titre «Stato attuale della tecnica di costruzioni dei ponti in acciaio in Giappone», Costruzioni metalliche, 1965, n° 2.

De même, dans certains cas de sollicitations statiques, le glissement peut être considéré comme un incident mineur, ce qui a conduit à la notion d'assemblage par «pression». Il s'agit d'un simple développement des assemblages par boulons ordinaires, avec cependant l'avantage de déformations minimales en service (la charge de glissement n'étant normalement pas atteinte) et d'un nombre de boulons réduit par suite de leur résistance élevée.

Ce qui s'explique moins c'est, comme nous l'avons déjà relevé dans la Publication Préliminaire, la très grande variation des coefficients de sécurité relatifs à la charge de glissement (en se limitant aux assemblages par friction) ainsi que des valeurs adoptées pour le coefficient de frottement dans des conditions analogues. Comme l'indique également M. FALTUS, il conviendrait dès lors d'approfondir nos connaissances relatives au phénomène de la friction.

La sécurité effective dépend largement de la précontrainte du boulon et il convient de relever à ce sujet les deux conceptions qui s'opposent pour la mise en œuvre :

- serrage par clef dynamométrique, avec les incertitudes dues aux frottements internes, aux irrégularités de contact, à la précision de la mesure du moment de serrage, etc.
- serrage par la méthode au tour d'écrou, avec la diminution de réserve plastique qu'elle entraîne ainsi que la possibilité de phénomènes de relaxation (assez faibles selon MM. FISHER et BEEDLE, sur la base d'essais de durée relativement courte).

M. KERENSKY attire l'attention sur le problème de la corrosion des surfaces en contact, avant et après assemblage, et des boulons eux-mêmes. Il est certain que l'expérience dans ce domaine est encore maigre et qu'une coopération internationale serait souhaitable.

Pour les assemblages à recouvrement, on peut donc dire que les difficultés principales sont résolues mais qu'il reste encore certains points à éclaircir en particulier en ce qui concerne la mise en œuvre et le comportement en service.

Assemblages par boulons tendus

Pour les assemblages à boulons tendus, les recherches théoriques et expérimentales ne sont pas aussi avancées et les applications pratiques sont plus réduites.

Comme nous l'avons indiqué dans la Publication Préliminaire, le problème de l'augmentation de la contrainte dans le boulon lors de la mise en charge de l'assemblage ne peut être résolu correctement que si l'on tient compte du mode d'introduction effectif des efforts appliqués. Les essais effectués pour les attaches tendues de la tour du port de Kobé et décrits par MM. HIDEYUKI TADA et TAKEO NAKA (Publication Préliminaire) illustrent bien ce fait. En

effet, dans leur formule (1) qui donne l'augmentation de la contrainte du boulon, les auteurs ont dû introduire un facteur correctif de l'ordre de 0,6 pour tenir compte du fait que les pièces de liaison ne se décompriment pas complètement lorsque l'effort extérieur leur est appliqué directement. Lors de la mise en précontrainte du boulon, par contre, la déformation des pièces de liaison s'ajoute à celle de la tige du boulon et les auteurs ont ainsi considéré dans leur formule (3) un coefficient supérieur à 1 (probablement un peu par hasard égal à l'inverse du coefficient précité). M. FALTUS montre comment on peut tenir compte de ces diverses influences de façon théorique et il compare les valeurs calculées à celles données par des essais.

M. FALTUS relève également l'importance de l'effet de levier dont on a parlé dans la Publication Préliminaire.

Les problèmes posés par les assemblages à boulons tendus ne peuvent donc pas être considérés comme étant résolus de façon satisfaisante à l'heure actuelle, surtout si l'on pense aux sollicitations dynamiques et de plus aux attaches soumises non à une traction pure mais à la flexion et au cisaillement.

Le présent congrès n'a pu apporter une réponse définitive à ces questions; il a cependant montré la voie à suivre et indiqué les recherches qu'il reste à effectuer tant du point de vue théorique que des applications pratiques. Il me semble d'ailleurs personnellement que les assemblages à boulons tendus devraient rester l'exception car ils conduisent nécessairement à une perturbation importante du jeu des forces puisque les efforts, d'abord répartis sur la section de la pièce attachée, viennent ensuite déviés pour se concentrer dans les boulons; on est donc bien loin de la jonction directe telle qu'elle est réalisée dans la soudure bout-à-bout.

c) Soudage et collage

Soudage

L'utilisation des nouveaux procédés de soudage en construction métallique a été exposée par divers auteurs dans la Publication Préliminaire tandis que M. KOLLBRUNNER en présente les grandes lignes dans son exposé.

Ici encore, ce sont surtout des raisons économiques — salaires toujours plus élevés et manque de personnel qualifié — qui poussent à un emploi plus étendu des procédés semi-automatiques ou automatiques, qu'il s'agisse du soudage sous flux ou du soudage sous protection gazeuse, en particulier de CO_2 .

Bien qu'ils aient parfois conduit à des mécomptes, ces procédés donnent en général satisfaction en ce qui concerne la qualité des soudures et l'on comprend dès lors que l'on tente d'étendre leur domaine d'application, soit pour le soudage au montage, soit pour la mise en œuvre des aciers spéciaux à haute résistance dont nous avons parlé sous a). Pour les nuances les plus élevées, le

problème n'est pas complètement résolu mais il convient d'ajouter que, même pour le soudage manuel, ces aciers demandent certaines précautions si l'on veut éviter de graves ennuis. Il importe par exemple de ne pas pointer des gabarits de montage ou autres pièces ne devant pas être soudées ultérieurement. De plus les amorçages d'arc ne doivent pas avoir lieu en dehors des chanfreins; on évite ainsi un effet d'entaille nuisible aussi bien en ce qui concerne la fatigue que le danger de rupture fragile.

Un autre problème qui mériterait de retenir l'attention est celui de la conception des constructions soudées et de leurs joints. On pense en particulier aux grandes poutres à âme pleine pour lesquelles, dans certains pays, on prévoit des membrures comportant un paquet de semelles reliées par des cordons d'angle, comme cela s'impose en construction rivée. L'adoption d'une seule semelle, d'épaisseur et de largeur variables suivant les sollicitations, paraît cependant plus conforme aux exigences spécifiques du soudage. Le problème de la sécurité à la rupture fragile conduira certes normalement au choix d'une qualité d'acier répondant, pour la semelle épaisse, à des essais de résilience plus sévères. Le léger supplément de prix qui en résulte est toutefois plus que compensé par la suppression des cordons longitudinaux. De plus, on évite les cordons transversaux au début des semelles, toujours défavorables pour la résistance à la fatigue.

Collage

Dans le domaine de la construction métallique proprement dite, on en est toujours, en ce qui concerne le collage, aux premières recherches et au début des applications. Bien que le collage présente des avantages certains puisqu'il n'influence pas les propriétés du métal de base et conduit à une introduction bien répartie des efforts, il n'est guère vraisemblable que l'on assiste à un développement très rapide, du moins en ce qui concerne les assemblages uniquement collés. Une combinaison collage-boulons HR pourrait par contre avoir un certain avenir, du moins s'il était possible ainsi d'augmenter les sollicitations admissibles et surtout d'éviter quelques-unes des difficultés que présente une mise en œuvre correcte de ces boulons: nécessité du décapage des surfaces en contact, tolérances de fabrication assez sévères pour éviter des pertes de serrage dues aux mauvais contacts des pièces assemblées, protection anti-corrosive, etc.

d) Résistance à la fatigue des éléments de construction

Soulevé dans la Publication Préliminaire, le problème de la résistance à la fatigue des aciers à haute résistance (y compris les aciers de la nuance 50—52), comparée à celle des aciers doux, a été largement discuté par MM. FISHER et

VIEST, M. STÜSSI, M. BEER et M. KERENSKY. Il faut bien constater que les opinions sont fort divergentes.

Ce qui paraît certain, c'est que les aciers à haute résistance sont plus sensibles aux effets d'entaille que les aciers doux. Comme l'indique M. BEER, on doit tenir compte également des entailles dues à la microstructure du métal, elle-même directement influencée par les procédés d'élaboration. On sait d'ailleurs que la résistance à la fatigue des aciers 52 produits avant-guerre était inférieure à celle des aciers à grain fin actuels⁴). Comme le demande M. STÜSSI, c'est donc aux métallurgistes qu'il appartient de réaliser des aciers dont les caractéristiques mécaniques élevées ne soient pas acquises aux dépens d'un bon comportement à la fatigue.

Que cette condition puisse être remplie non seulement pour le métal de base mais également pour les cordons bout-à-bout soigneusement exécutés et meulés, les essais effectués avec l'acier 60 T pour le pont de Chamoson⁵) et ceux relatifs aux aciers ALDUR⁶) le prouvent: dans les deux cas, la résistance à des efforts ondulés atteint (ou dépasse légèrement) 60% de la résistance à la rupture statique, comme pour l'acier doux.

Pour les soudures caractérisées par des entailles très vives, comme les cordons d'angle longitudinaux à l'extrémité d'une semelle dépourvue de soudure frontale meulée (disposition réalisée dans les ponts des essais AASHO, présentés par MM. FISHER et VIEST dans la Publication Préliminaire, et qui correspond à la courbe F, la plus basse, des règles des Chemins de Fer Allemands), la différence entre l'acier 52 et l'acier doux est effectivement très faible; on remarquera toutefois que l'on utilise les mêmes électrodes dans les deux cas et que la résistance (statique) des cordons ne dépend pratiquement pas de la nuance du métal de base⁷). Dans un essai à la fatigue également, on peut se demander si l'on ne détermine pas la résistance à la fatigue du métal d'apport plutôt que celle du métal de base, ce dernier n'intervenant que pour la propagation de la fissure.

De toutes façons, il n'est pas étonnant qu'une disposition défavorable des

⁴) Pour certains aciers alliés, il semble même exister un parallélisme entre les valeurs de la résilience et celles de la résistance aux efforts alternés, comme l'indiquent M. POMÉY et M. MISSON dans un article intitulé «Der kontinuierliche Strangguß von Baustählen für die Kraftfahrzeugindustrie in Frankreich», Technisches Informationsblatt der Wirtschaftsabteilung des franz. Generalkonsulates in Zürich, Nr. 11, 1964.

⁵) «Utilisation d'aciers à haute résistance dans deux ouvrages suisses», dans le présent Rapport Final, IIa 1.

⁶) F. WALLNER: «Hochfeste schweißbare Baustähle», Rapport Préliminaire du présent congrès, fig. 2, courbe B, p. 355. On constatera que les aciers américains cités par M. WALLNER (même figure) sont plus sensibles à la fatigue, ce qui pourrait expliquer en partie les conclusions de MM. FISHER et VIEST.

⁷) Lors du congrès de la CECA mentionné à la note 3, M. BORNSCHEUER a d'ailleurs proposé d'adopter, dans les cordons d'angle, les mêmes contraintes admissibles pour l'acier doux et l'acier 52.

soudures entraîne une résistance à la fatigue insuffisante et la conclusion est évidente: pour conserver, même dans le cas de sollicitations à la fatigue, les avantages indéniables des aciers à haute résistance, il convient de soigner particulièrement la conception des constructions soudées et leur exécution, de façon à réduire au minimum les concentrations de contraintes et en général les effets d'entaille.

M. BEER, M. HENDERSON et M. KERENSKY apportent une contribution intéressante à la question du comportement de nos ouvrages sous les sollicitations à la fatigue effectives. Deux problèmes sont ici à considérer:

- l'endommagement d'un élément soumis à un spectre de contraintes et non à des cycles d'amplitude constante comme dans les essais à la fatigue classiques;
- la variation effective des sollicitations dans les ouvrages en service.

Le premier problème n'est certes pas complètement résolu mais il a déjà fait l'objet de nombreuses recherches expérimentales et théoriques et, comme l'indique M. HENDERSON, on peut espérer obtenir prochainement une solution valable.

En ce qui concerne les conditions effectives de sollicitation, on en est encore au début. Indiquons à ce sujet que les Chemins de Fer Allemands ont procédé à des mesures de cet ordre sur un pont-rail fortement chargé⁸⁾ et qu'il a été décidé, au sein de la commission tripartite UIC-RILEM-AIPC, d'étendre ces recherches à des ouvrages de types divers. L'interprétation des résultats ne sera certes pas aisée puisqu'il s'agira de dégager les grandes lignes et d'obtenir ainsi des bases à la fois mieux fondées et suffisamment simples pour le dimensionnement à la fatigue. M. HENDERSON indique qu'on tente en Grande-Bretagne, pour les ponts-routes, d'arriver à ce résultat par une analyse statistique des données relatives aux véhicules en circulation. Dans la seconde partie de son exposé, M. HENDERSON propose de dimensionner les éléments spécialement soumis à la fatigue pour une durée de vie limitée. Bien que cela se fasse dans certaines industries mécaniques, on voit mal une application de ce principe aux ouvrages d'art, ne serait-ce que pour des raisons économiques.

MM. VAN DOUWEN et VEERMAN décrivent un appareil électronique permettant de détecter des déformations plastiques à la surface d'un métal, ce qui permettra peut-être d'évaluer le risque de rupture par fatigue sans devoir recourir à des essais destructifs.

On obtiendrait ainsi plus rapidement les données expérimentales qui manquent encore et qui, complétées par des lois empiriques telles celles bien connues de M. STÜSSI, permettraient de parfaire nos connaissances dans le domaine si important de la résistance à la fatigue.

⁸⁾ Ces premiers essais montrent nettement que les grandes amplitudes et les contraintes max. ne se produisent que rarement.

e) Calcul plastique dans le domaine des aciers à haute résistance et des moyens d'assemblage récents

La contribution de MM. ANSLIJN, JANSS, MAS et MASSONNET complète heureusement le travail paru dans la Publication Préliminaire. Les essais décrits ont porté sur le voilement de cornières et la ruine de nœuds soudés réalisés en acier 37 et 52.

Des recherches de ce genre sont très utiles puisqu'elles donnent des renseignements féconds sur la résistance limite de nos ouvrages, un critère qui a certainement son importance bien qu'il ne puisse servir de seule base de dimensionnement. Nous touchons d'ailleurs ici au problème général de la sécurité des ouvrages, question qui a été largement traitée au point Ic) du présent congrès et sur laquelle il n'est donc pas nécessaire que nous nous étendions ici.

Generalbericht

Hauptzweck des im «Schlußbericht» erscheinenden Generalberichtes ist es, die Ergebnisse der Diskussion und die wesentlichen Fortschritte darzulegen, um daraus die wichtigsten Schlußfolgerungen zu ziehen. Für einige der zum Thema II gehörenden Fragen wurde allerdings die Diskussion nicht beansprucht, während bei den anderen die Diskussion vornehmlich besondere Punkte berührte. Es wird also schwierig sein, Schlußfolgerungen allgemeiner Art aufzustellen, und man wird sich den speziellen Problemen widmen, die am Kongreß behandelt wurden.

a) Hochfeste Stähle und deren Verarbeitung

Das Problem der Verarbeitung hochfester Stähle ist leider nicht auf ein großes Interesse gestoßen; für den «Vorbericht» wurde ein einziger Beitrag eingesandt, und am Kongreß wurde die Frage nicht besprochen¹⁾.

Wo stehen wir heute in bezug auf hochfeste Stähle? Ohne die Herstellungsverfahren, insbesondere die thermische Vergütung zu behandeln, die dem Gebiet der Metallurgie angehören, kann behauptet werden, daß die Hauptschwierigkeiten für die Verarbeitung zum großen Teil überwunden sind; dies

¹⁾ Der Beitrag «Verwendung hochfester Baustähle für zwei Brücken in der Schweiz», der im vorliegenden «Schlußbericht» erscheint, wurde als Teil des mündlichen Generalberichtes am Kongreß vorgetragen.

gilt insbesondere für die Schweißung, da Elektroden geeigneter Zusammensetzung²⁾ zur Verfügung stehen und Vorsichtsmaßnahmen (Vorwärmetemperatur, Regulierung der Energiezufuhr während des Schweißens usw.) bekannt sind, mit denen sich, besonders bei vergüteten Stählen, eine unzulässige Veränderung der Mikrostruktur vermeiden läßt, die zu einer Verminderung der Zähigkeit (Aufhärtung) oder Festigkeit führen würde.

Was die wirtschaftliche Seite anbelangt, muß erwähnt werden, daß, mindestens unter den europäischen Verhältnissen, der Preiszuschlag für hochfeste Stähle oft von derselben Größenordnung ist wie die entsprechende Erhöhung der Streckgrenze. Wie dies schon im «Vorbericht» erwähnt wurde, handelt es sich dabei nicht um St 52, dessen Preis oft wenig von dem des St 37 abweicht, falls man für letzteren eine relativ strenge Kerbschlagprüfung verlangt, was automatisch zu einer sorgfältigeren Herstellungsart und einem Normalglühen führt. Für Stähle mit einer Streckgrenze $\geq 40 \text{ kg/mm}^2$ werden somit die Einsparungen an Materialkosten gering sein, sogar für Bauteile, bei denen die Streckgrenze praktisch die einzige Bemessungsgrundlage bildet (Druckbehälter oder Druckrohrleitungen, Zugstäbe statisch beanspruchter Fachwerkträger usw.). Bei Vollwandträgern sind die Verhältnisse weniger günstig, weil das Stehblech nur an seinen Rändern ausgenützt ist und die Beulstabilität für die Wahl der Stärke maßgebend ist. Um dieser Schwierigkeit auszuweichen, wird in den Vereinigten Staaten in Aussicht genommen, Stehbleche aus einem Stahl kleinerer Festigkeit als jenem für die Gurtungen vorzusehen, wobei allerdings andere Probleme auftreten.

Auch bei der Verarbeitung in der Werkstatt sind die wirtschaftlichen Vorteile relativ begrenzt: Die Tonnage ist gewiß kleiner, aber die Bearbeitungskosten pro Tonne sind bedeutend höher, insbesondere wegen der sowohl für die Vorbereitung als auch für die Schweißung nötigen Vorsichtsmaßnahmen.

Aus diesen Gründen ist das Anwendungsgebiet der hochfesten Stähle heute relativ begrenzt, besonders wenn man die Verwendung im Großkesselbau nicht berücksichtigt, die nicht direkt in den Tätigkeitsbereich der IVBH gehört. In Japan scheinen die Verhältnisse anders zu sein. Offenbar werden hochfeste Stähle (vergütete oder andere) im Brückenbau in großem Umfang verwendet³⁾. Vielleicht sind die Güteaufpreise für hochfeste Stähle in Japan kleiner.

Als Schlußfolgerung kann gesagt werden, daß es hauptsächlich Betrachtungen wirtschaftlicher Natur und nicht technische Schwierigkeiten sind, die

²⁾ Siehe z. B. R. NITTKA: «Schweißen höherfester Feinkornbaustähle unter besonderer Berücksichtigung neuartiger vergüteter Baustähle», Oerlikon Schweißmitteilungen, Nr. 53 (1965).

³⁾ Siehe z. B. den Bericht von G. TANAKA und S. HASEGAWA im «Vorbericht», II c 3, S. 457, oder den Einführungsbericht von H. KIHARA und T. OKUMURA zur Fachgruppe I, Brücken und Hochstraßen, des Kongresses über Stahlverwendung der EKGS, Luxemburg, Oktober 1964; italienische Übersetzung: «Stato attuale della tecnica di costruzioni dei ponti in acciaio in Giappone», Costruzioni metalliche, 1965, n° 2.

heute eine verbreitete Verarbeitung hochfester Stähle verhindern. Es ist also vorwiegend Sache der Stahlwerke, das Problem zu überprüfen, selbstverständlich in engem Kontakt mit den Stahlverbrauchern.

b) HV-Schrauben

Reibverbindungen (Überlappungsstöße)

In Erweiterung seines im «Vorbericht» erschienenen Beitrages bringt I. KONISHI interessante Ergänzungen zu den von ihm beschriebenen Versuchen. Insbesondere gibt er an, daß bei Ermüdungsversuchen unter Beanspruchung nahe bei der Gleitgrenze die Frequenz der Lastwechsel eine wichtige Rolle gespielt hat.

Es sei uns erlaubt, hier noch einmal auf die beträchtlichen Unterschiede hinzuweisen, die in verschiedenen Ländern in bezug auf die Berechnung der Verbindungen und insbesondere die Festsetzung der Sicherheit bestehen. Dies wird auch von F. FALTUS am Schlusse seines interessanten Beitrages erwähnt. Einige dieser Unterschiede erklären sich logischerweise durch die Verschiedenheit der wirtschaftlichen Bedingungen: In den Vereinigten Staaten z. B. ist die Behandlung der Kontaktflächen, um eine Erhöhung des Reibungskoeffizienten zu erzielen, der hohen Löhne wegen wenig wirtschaftlich. Dies wird von J. W. FISHER und L. S. BEEDLE in ihrem Beitrag erwähnt, der die Entwicklung der amerikanischen Untersuchungen auf dem Gebiet der HV-Schrauben und die der entsprechenden Normen beschreibt.

Ebenso kann bei gewissen Fällen statischer Beanspruchung das Gleiten als relativ bedeutungslos betrachtet werden, was zum Begriff der «bearing-type»-Verbindung führt. Es handelt sich dabei eigentlich um eine Entwicklung der Anschlüsse mit normalen Schrauben mit dem Vorteil, daß die Verformungen im Betrieb sehr klein bleiben (die Gleitgrenze wird normalerweise nicht erreicht) und daß die Schraubenzahl beschränkt ist.

Weniger verständlich ist dagegen, wie schon im «Vorbericht» erwähnt, die sehr große Streuung der Sicherheitskoeffizienten in bezug auf die Gleitgrenze (für Reibverbindungen) und der angenommenen Werte des Reibungskoeffizienten unter ähnlichen Bedingungen. Wie dies auch F. FALTUS verlangt, wäre es wünschenswert, unsere Kenntnisse über die Grundlagen des Reibungsvorganges zu erweitern.

Die tatsächliche Sicherheit wird auch weitgehend von der Schraubenvorspannung beeinflusst, und es ist angezeigt, hier auf die beiden Einbauverfahren hinzuweisen:

— Anziehen mit Drehmomenten-Schlüssel, was zu gewissen Unsicherheiten infolge innerer Reibung, Unregelmäßigkeit der Kontaktflächen, Ungenauigkeit der Momentenablesung usw. führt.

— «turn-of-nut»-Verfahren mit der Verminderung der plastischen Reserve und der Möglichkeit der Relaxation. (Nach FISHER und BEEDLE scheint dieser Vorgang allerdings keine sehr große Rolle zu spielen. Die Versuchsdauer war aber relativ kurz.)

O. A. KERENSKY macht auf das Problem der Korrosion der Fügeteile (vor und nach dem Zusammenbau) und der Schrauben selber aufmerksam. Sicher sind die Erfahrungen auf diesem Gebiet noch ungenügend und eine internationale Zusammenarbeit wäre wünschenswert.

Zu den Reibverbindungen kann also gesagt werden, daß die Hauptschwierigkeiten überwunden sind, daß aber noch gewisse Punkte der Klärung bedürfen, insbesondere was die Einbauverfahren und das Verhalten im Betrieb anbelangt.

Verbindungen mit axial beanspruchten HV-Schrauben

Für Anschlüsse mit axial beanspruchten Schrauben sind die theoretischen und versuchsmäßigen Untersuchungen noch nicht so fortgeschritten und die praktischen Anwendungen sind beschränkt.

Wie im «Vorbericht» erwähnt, muß man bei der Bestimmung der Vergrößerung der Schraubenkraft infolge des Lastangriffs die Art der Krafteinleitung berücksichtigen, falls eine korrekte Lösung erzielt werden soll. Dies wird anschaulich durch die Versuche gezeigt, die mit auf Zug beanspruchten Anschlüssen des Turmes im Hafen von Kobe durchgeführt und von HIDEYUKI TADA und TAKEO NAKA im «Vorbericht» beschrieben wurden. In ihrer Formel (1), welche die Kraftvergrößerung in der Schraube angibt, mußten die Autoren einen «form factor» der Größenordnung von 0,6 einführen, um dem Umstand Rechnung zu tragen, daß die Stoßteile nicht ganz entlastet werden, wenn die äußere Belastung nicht direkt den Schrauben angebracht wird. Beim Anziehen der Schrauben dagegen addiert sich die Verformung der Stoßteile zu derjenigen des Schraubenschaftes, und die Autoren haben deswegen in ihrer Formel (3) einen Faktor > 1 berücksichtigen müssen, der wahrscheinlich eher zufällig mit dem umgekehrten Wert des früher erwähnten «form factor» übereinstimmt. F. FALTUS zeigt, wie diese verschiedenen Einflüsse auf theoretischem Weg berücksichtigt werden können und vergleicht die Ergebnisse der Berechnung und der Versuche.

F. FALTUS macht auch auf den Einfluß der Hebelwirkung aufmerksam, der bereits im «Vorbericht» erwähnt wurde.

Die durch die Verbindungen mit axial beanspruchten Schrauben aufgeworfenen Probleme können heute noch nicht als genügend geklärt angesehen werden, besonders wenn die Anschlüsse nicht nur auf Zug, sondern auch auf Biegung und Schub oder dynamisch beansprucht werden.

Auf diese Fragen konnte der gegenwärtige Kongreß keine endgültige Antwort geben; er hat aber den Weg gewiesen und die Untersuchungen aufgezeigt,

die sowohl vom theoretischen Standpunkt als auch für die praktischen Ausführungen noch zu machen sind. Persönlich finde ich allerdings, daß Verbindungen mit axial beanspruchten Schrauben die Ausnahme bleiben sollten; sie führen nämlich zu einer beträchtlichen Störung des Kraftverlaufes. Die Kräfte, die zuerst auf die Querschnittsfläche des angeschlossenen Elementes verteilt sind, müssen umgelenkt werden, um sich in den Anschlußschrauben konzentrieren zu können. Eine solche Verbindung ist also weitentfernt vom direkten Anschluß, der in der Stumpfschweißung verwirklicht wird.

c) Schweißen und Kleben

Schweißen

Die Verwendung neuartiger Schweißverfahren im Stahlbau wurde im «Vorbericht» von verschiedenen Autoren beschrieben, während C. F. KOLLBRUNNER sie in seinem Beitrag im «Schlußbericht» umreißt.

Auch hier sind es vorwiegend wirtschaftliche Gründe — die steigenden Löhne und das Fehlen qualifizierten Personals —, die zu einer immer breiteren Anwendung der halbautomatischen und automatischen Verfahren drängt, u. a. die Unterpulver- oder die Schutzgasschweißung, insbesondere mit CO_2 .

Obwohl diese Verfahren gelegentlich zu Mißerfolgen geführt haben, sind sie im allgemeinen zufriedenstellend, was die Güte der Schweißnähte anbelangt. Es ist daher verständlich, daß versucht wird, ihr Anwendungsgebiet zu erweitern, sei es für Montageschweißung oder für die Verarbeitung der Sonderstähle hoher Festigkeit, die unter a) besprochen wurden. Für die Stähle höchster Festigkeit ist das Problem noch nicht vollständig gelöst. Es muß aber hinzugefügt werden, daß sogar bei Handschweißung für diese Stähle gewisse Vorsichtsmaßnahmen nötig sind, falls ernste Unannehmlichkeiten vermieden werden sollen. So ist es z. B. wichtig, daß keine für den Zusammenbau nötigen Hilfselemente oder andere nicht zur eigentlichen Konstruktion gehörende Teile geheftet werden. Auch soll der Lichtbogen nur im Bereich der Schweißkanten gezündet werden; so werden sowohl für die Ermüdungsfestigkeit als auch für den Sprödbbruch gefährliche Kerbwirkungen vermieden.

Zu erwähnen wäre auch das Problem der Gestaltung der geschweißten Bauwerke und ihrer Stoßverbindungen. Dabei wird insbesondere an die großen Vollwandträger gedacht, bei welchen in verschiedenen Ländern Gurtungen aus mehreren durch Längskehlnähte verbundene Lamellen vorgesehen werden, wie dies bei genieteter Ausführung notwendig ist. Die Verwendung einer einzigen Lamelle, deren Stärke und Breite den Beanspruchungen angepaßt werden, scheint allerdings besser den spezifischen Forderungen der Schweißung zu entsprechen. Das Problem der Sprödbrechtsicherheit wird normalerweise zur Wahl einer Stahlgüte führen, die für die dickere Lamelle strengere Kerbschlagvorschriften erfüllen muß. Der kleine sich daraus ergebende Preis-

zuschlag ist durch das Wegfallen der Längsnähte mehr als aufgewogen. Darüber hinaus werden die für die Ermüdungsfestigkeit ungünstigen Quernähte am Lamellenanfang vermieden.

Kleben

Was das Kleben anbelangt, stehen wir auf dem Gebiet des eigentlichen Stahlbaues bei den ersten Untersuchungen und am Anfang der Anwendung. Obwohl das Kleben gewisse Vorteile bietet, da bei dieser Verbindungsart die Eigenschaften des Grundmaterials unbeeinflusst bleiben und die Kräfte gut verteilt eingeleitet werden, ist es nicht sehr wahrscheinlich, daß es zu einer raschen Entwicklung kommt, mindestens nicht für ausschließlich geklebte Verbindungen. Ein Zusammenwirken Kleben-HV-Schrauben könnte dagegen eine gewisse Zukunft haben, zum mindesten wenn es dadurch möglich sein sollte, die zulässigen Beanspruchungen zu erhöhen und besonders einige der Schwierigkeiten zu vermeiden, die einem korrekten Einbau dieser Schrauben entgegenwirken: Notwendigkeit eines Sand- oder Flammstrahlens der Kontaktflächen, hoher erforderlicher Genauigkeitsgrad der Werkstattfertigung, um eine Verringerung der Klemmkraft durch ein nicht sattes Anliegen der Fügeile zu vermeiden, Rostschutzfrage usw.

d) Ermüdungsfestigkeit von Konstruktionsteilen

Das im «Vorbericht» aufgeworfene Problem der Ermüdungsfestigkeit hochfester Stähle (St 52 inbegriffen) im Vergleich mit derjenigen des Baustahles St 37 wurde ausführlich von J. W. FISHER und I. M. VIEST, F. STÜSSI, H. BEER und O. A. KERENSKY diskutiert. Es zeigt sich dabei, daß die Ansichten stark auseinandergehen.

Was festzustehen scheint, ist, daß hochfeste Stähle kerbempfindlicher sind als St 37. Wie H. BEER bemerkt, müssen auch die sich aus der Beschaffenheit der Mikrostruktur des Metalles ergebenden Kerben berücksichtigt werden, wobei diese Struktur selber direkt durch das Herstellungsverfahren beeinflußt wird. Es ist übrigens bekannt, daß die Ermüdungsfestigkeit des vor dem Krieg erzeugten Stahls St 52 niedriger war als diejenige der heutigen Feinkornstähle⁴⁾. Wie von F. STÜSSI verlangt, ist es also Sache der Metallurgen, Stähle zu entwickeln, deren hohe mechanische Eigenschaften nicht auf Kosten einer guten Ermüdungsfestigkeit erreicht werden.

⁴⁾ Für gewisse legierte Stähle scheint sogar eine Parallelität zwischen den Werten der Kerbschlagzähigkeit und denjenigen der Wechselfestigkeit zu bestehen, wie M. POMEY und M. MISSON in ihrer Arbeit erwähnen: «Der kontinuierliche Strangguß von Baustählen für die Kraftfahrzeugindustrie in Frankreich», Technisches Informationsblatt der Wirtschaftsabteilung des franz. Generalkonsulates in Zürich, Nr. 11, 1964.

Daß diese Bedingung nicht nur für das Grundmaterial, sondern auch für sorgfältig ausgeführte und abgearbeitete Stumpfnähte erfüllt werden kann, zeigen die Versuche mit Stahl 60 T für die Brücke von Chamoson⁵⁾ und diejenigen mit den ALDUR-Stählen⁶⁾: In beiden Fällen erreicht die Ursprungsfestigkeit etwa 60% der statischen Zugfestigkeit wie beim Baustahl St 37.

Bei Schweißnähten mit sehr scharfen Kerben (wie Flankenkehlnähte am Ende einer Verstärkungslamelle ohne Stirnnaht, eine Ausführung, die für die Brücken der AASHO-Versuche — von J. W. FISHER und I. M. VIEST im «Vorbericht» beschrieben — gewählt wurde und der niedrigsten Kurve entspricht, d. h. der Kurve F in den Dienstvorschriften 848 der DB) ist der Unterschied zwischen St 52 und St 37 tatsächlich sehr klein; es muß allerdings bemerkt werden, daß in beiden Fällen dieselben Elektroden verwendet werden und daß die (statische) Zugfestigkeit der Nähte praktisch nicht von der Festigkeit des Grundmaterials abhängt⁷⁾. Man muß sich also fragen, ob nicht auch bei Ermüdungsversuchen eher die Ermüdungsfestigkeit des Schweißgutes als diejenige des Grundmaterials bestimmt wird, wobei dieses Grundmaterial vorwiegend bei der Rißfortpflanzung eine Rolle spielt.

Auf alle Fälle kann es nicht verwundern, daß eine ungünstige Anordnung der Schweißnähte zu einer ungenügenden Ermüdungsfestigkeit führt, und die Schlußfolgerungen sind einleuchtend: Um auch bei Ermüdungsbeanspruchung die unbestrittenen Vorzüge der hochfesten Stähle zu bewahren, ist es nötig, beim Entwurf, bei der Gestaltung und bei der Ausführung geschweißter Konstruktionen besonders sorgfältig vorzugehen und somit Spannungskonzentrationen und Kerbwirkungen im allgemeinen auf ein Minimum zu beschränken.

H. BEER, W. HENDERSON und O. A. KERENSKY bringen interessante Beiträge zur Frage des Verhaltens unserer Bauwerke bei den tatsächlich vorkommenden Ermüdungsbeanspruchungen. Zwei Teilprobleme sind hier zu berücksichtigen:

- die Schädigung eines Bauteiles, der einem Spannungsspektrum und nicht Lastwechseln konstanter Amplitude ausgesetzt ist, wie bei den klassischen Ermüdungsversuchen;
- der tatsächliche Verlauf der Beanspruchung der Tragwerke unter Betriebsbedingungen.

⁵⁾ «Verwendung hochfester Baustähle für zwei Brücken in der Schweiz», im vorliegenden «Schlußbericht», IIa 1.

⁶⁾ F. WALLNER: «Hochfeste schweißbare Baustähle», «Vorbericht» des 7. Kongresses, Fig. 2, Kurve B, S. 355. Die von F. WALLNER zum Vergleich herangezogenen amerikanischen Baustähle (gleiche Figur) scheinen auf Ermüdung empfindlicher zu sein, was zum Teil die Schlußfolgerungen von J. W. FISHER und I. M. VIEST erklären könnte.

⁷⁾ Anlässlich des in der Fußnote 3 erwähnten Kongresses der EGKS wurde von F. W. BORNSCHEUER vorgeschlagen, in Kehlnähten die gleichen zulässigen Spannungen für St 37 und St 52 festzusetzen.

Die erste Frage ist sicher nicht ganz gelöst, aber sie war schon oft Gegenstand versuchsmäßiger und theoretischer Untersuchungen und, wie von W. HENDERSON bemerkt, kann man hoffen, bald zu einer gültigen Lösung zu gelangen.

In bezug auf die tatsächlichen Beanspruchungsbedingungen stehen wir noch ziemlich am Anfang. Es kann in diesem Zusammenhang erwähnt werden, daß die Deutsche Bundesbahn Messungen⁸⁾ an einer stark belasteten Eisenbahnbrücke durchgeführt hat und daß vom Dreierausschuß UIC/RILEM/IVBH beschlossen wurde, diese Untersuchungen auf Bauwerke verschiedener Typen zu erweitern. Die Auswertung der Ergebnisse wird sicher nicht einfach sein, weil es sich darum handelt, das Wichtige herauszuholen und dadurch zugleich besser begründete und trotzdem genügend einfache Grundlagen für die Bemessung auf Ermüdung zu erhalten. W. HENDERSON berichtet, daß in Großbritannien versucht wird, für Straßenbrücken zu ähnlichen Ergebnissen zu gelangen auf Grund einer statistischen Untersuchung der Angaben, die sich auf in Betrieb befindliche Fahrzeuge beziehen. Im zweiten Teil seines Beitrages schlägt W. HENDERSON vor, auf Ermüdung besonders gefährdete Bauteile für eine beschränkte Lebensdauer zu entwerfen. Obwohl dies auf gewissen Gebieten des Maschinenbaues üblich ist, ist eine Anwendung dieses Prinzipes auf Bauwerke fragwürdig und wäre es nur aus wirtschaftlichen Gründen.

A. A. VAN DOUWEN und C. C. VEERMAN beschreiben ein elektronisches Gerät, das erlaubt, plastische Verformungen von Metalloberflächen zu beobachten; dies wird vielleicht erlauben, die Gefahr eines Ermüdungsbruches zu bestimmen, ohne bis zum Bruch der Probestäbe zu gehen.

Dadurch könnten die noch fehlenden versuchsmäßigen Angaben rascher erhalten werden, welche im Zusammenhang mit empirischen Gesetzen, wie die wohlbekannten von F. STÜSSI, es erlauben würden, unsere Kenntnisse auf dem so wichtigen Gebiet der Ermüdungsfestigkeit zu ergänzen.

e) Traglastverfahren im Hinblick auf hochfeste Stähle und neuartige Verbindungsmittel

Der Beitrag von R. ANSLIJN, J. JANSS, E. MAS und CH. MASSONNET bringt eine interessante Ergänzung zu der im «Vorbericht» erschienenen Arbeit. Die beschriebenen Versuche beziehen sich auf das Ausbeulen von Winkeln und auf Traglastversuche an geschweißten Rahmenecken aus Stahl St 37 und St 52.

Untersuchungen dieser Art sind sehr nützlich, weil sie fruchtbare Aus-

⁸⁾ Diese ersten Versuche zeigen deutlich, daß die großen Amplituden und die max. Spannungen nur selten vorkommen.

künfte über die Traglast unserer Bauwerke geben, ein Kriterium, das bestimmt seine Bedeutung hat, obwohl es nicht als alleinige Bemessungsgrundlage dienen kann. Wir berühren übrigens damit das allgemeine Problem der Tragwerksicherheit, eine Frage, die ausführlich im Unterthema Ic des gegenwärtigen Kongresses behandelt wurde und auf die zurückzukommen es also nicht erforderlich ist.

General Report

The chief purpose of the general report published in the Final Report is to present the results of the discussion and the progress achieved, in order to draw from them the principal conclusions. For some of the subjects belonging to Theme II, however, no use was made of the discussion, while for others it was mainly concerned with particular points. It will therefore be difficult to establish conclusions of a general nature and we shall confine ourselves to those aspects of the problems which more particularly engaged the attention of the Congress.

a) High Tensile Steels and Their Fabrication

The problem of the fabrication of high-strength steels did not, unfortunately, arouse much interest: only one paper was submitted for the Preliminary Publication and the discussion was not utilised during the Congress¹).

What is the present position in regard to high-strength steels? Without devoting attention to manufacturing processes, particularly heat treatments, which come within the scope of metallurgy, it is possible to state that the chief problems relating to the use of such steels have, to a large extent, already been solved; this applies more particularly to welding, since electrodes of suitable grades²) are now available and we know the precautions that must be taken (pre-heating temperature, control of the supply of energy during

¹) The contribution entitled "Use of High Strength Steels for the Construction of Two Bridges in Switzerland", which appears in the present Final Report, was included in the verbal general report presented to the Congress.

²) See, for example, R. NITTKA: «Schweißen höherfester Feinkornbaustähle unter besonderer Berücksichtigung neuartiger vergüteter Baustähle, Oerlikon Schweißmitteilungen No. 53 (1965).

welding, etc.) in order to avoid, especially where heat-treated steels are concerned, any unacceptable change in the micro-structure, resulting in a reduction of the ductility (quenching effect) or of the tensile strength.

From the economic point of view, it must be fully recognised that, at least under European conditions, the additional cost of high-strength steels is often of the same order of magnitude as the increase in the yield point. As already indicated in the Preliminary Publication, we are not discussing here steels of grades 50 to 52 whose cost is often much the same as that of mild steels if a fairly severe impact test is specified for the latter, which leads automatically to more careful manufacture and a normalising treatment. For steels whose yield point reaches or exceeds 40 kg/mm², the gain on the cost of the material will consequently be moderate even for elements where the yield point is practically the sole basis of structural design (tanks under pressure or full pipes, tensioned bars of lattices subjected to static stresses, etc.). For plate girders, the position is still less favourable, since the web is only utilised on its edges and the problem of buckling is the decisive factor in the choice of the thickness. In order to overcome this difficulty, the provision of webs made of a grade of steel inferior to that of the flanges has been envisaged in the United States, but this gives rise to other problems.

As far as the use of high-tensile steel in the workshop is concerned, the economic advantages are again somewhat limited. The tonnage to be fabricated is undoubtedly smaller, but the labour cost per unit weight is considerably higher, more particularly on account of the greater precautions that have to be taken both in the preparation and in the welding.

Hence it is readily understandable that the field of application of high-strength steels is somewhat limited at the present time, particularly if we do not take into account its use in boiler making, which does not come directly within the scope of the activities of IABSE. The position appears to be different in Japan where high-strength steels (heat-treated and other grades) appear to be widely used for the construction of bridges³). Possibly, the extra cost for quality of these grades is not so high in Japan.

In conclusion, it may be stated that it is mainly considerations of an economic nature, and not technical difficulties, which stand in the way of an increased use of high strength steels. Consequently, the onus of a reconsideration of the problem falls mainly on the producers, in close collaboration, of course, with the users.

³) See, for example, the article by G. TANAKA and S. HASEGAWA, which appeared in the Preliminary Publication, IIc 3, p. 457, or the introductory report by H. KIHARA and T. OKUMURA to Working Party I (Bridges, Elevated Roads and Flyover) of the "Steel Utilisation Congress" of the European Coal and Steel Community, Luxembourg, October 1964; Italian Translation under the title «Stato attuale della tecnica di costruzioni dei ponti in acciaio in Giappone» (Present Status of Steel Bridges in Japan), Costruzioni metalliche, 1965, No. 2.

b) Friction-Grip-Bolts (High Strength Bolts)*Lapped Joints (Sheared Bolts)*

To supplement his paper, which appeared in the Preliminary Publication, I. KONISHI gave some interesting details regarding the tests he has undertaken. He indicated, in particular, that in fatigue tests under stresses close to the slip load, the frequency of repeated cycles seems to be important.

We shall venture to call attention once again, in this report, to the somewhat considerable differences that continue to exist between the various countries as far as the calculation of bolted connections and the estimation of safety are concerned. This point is also emphasised by F. FALTUS at the end of his important paper. Some of these differences may be explained quite reasonably by different economic conditions. In the U.S.A., for example, the high labour cost makes it uneconomical to carry out a treatment of the faying surfaces, designed to increase the slip coefficient. Attention is drawn to this point in the paper by J. W. FISHER and L. S. BEEDLE who show the extension of American researches relating to connections by means of high strength bolts and the development of the corresponding specifications.

Similarly, in certain cases of static stresses, slip may be regarded as a minor incident, which has led to the conception of "bearing-type" connection. This is a simple development of connections by ordinary bolts with, however, the advantage of minimum deformations in service (since the slip load is not normally reached) and of a smaller number of bolts owing to their greater shear strength.

What is less readily explained — and this is a matter to which we have already drawn attention in the Preliminary Publication — is the very wide variation in the coefficients of safety relating to the slip load (if we confine ourselves to friction-type connections) and in the values adopted for the slip coefficient under similar conditions. As F. FALTUS also points out, it would be advisable to deepen our knowledge regarding the phenomenon of friction.

The effective safety depends largely on the prestressing of the bolt and attention should be drawn, in this matter, to the two opposing conceptions regarding their installation:

- tightening by means of a calibrated wrench, with the uncertainties due to internal friction, unevennesses of contact, the accuracy of the measurement of the applied torque, etc.
- tightening by the turn of the nut method, with the reduction of the plastic reserve that it involves, together with the possibility of relaxation phenomena (somewhat slight according to FISHER and BEEDLE, on the basis of tests of relatively short duration).

O. A. KERENSKY drew attention to the problem of the corrosion of the faying surfaces, before and after assembly, and of the bolts themselves. There can be no doubt that experience in this field is still meagre and that international co-operation would be desirable.

For lapped joints it is therefore possible to assert that the main difficulties have been overcome, but that certain points still remain to be elucidated, particularly as far as method of installation and behaviour in service are concerned.

Connections by Bolts Under Tension

For connections with bolts under tension the theoretical and experimental researches have not reached such an advanced stage and the practical applications are less extensive.

As we indicated in the Preliminary Publication, the problem of the increase of the stress in the bolt, when a load is applied to the connection, can only be correctly solved if the actual mode of introduction of the forces applied is taken into account. The tests carried out for the fastening under tension of the tower of the port of Kobé and described by HIDEYUKI TADA and TAKEO NAKA (Preliminary Publication) afford a good illustration of this fact. Indeed, in their formula (1) which gives the increase in the stress on the bolt, the authors were obliged to introduce a "form factor" of the order of 0.6 in order to take account of the fact that the compression in the connecting parts does not disappear fully when the external force is applied to them directly. On the other hand, during bolt tightening, the deformation of the connecting parts is added to that of the shank of the bolt and the authors accordingly took into consideration, in their formula (3), a factor greater than 1 (probably somewhat by chance, equal to the reciprocal of the above-mentioned coefficient). F. FALTUS showed how it is possible to make allowance, in a theoretical manner, for these various influences and he compared the calculated values with those obtained experimentally.

Mr. FALTUS also emphasised the importance of the prying action, to which reference was made in the Preliminary Publication.

The problems arising from connections by means of bolts under tension cannot, therefore, be regarded as having been solved in a satisfactory manner at the present time, especially if we have in mind dynamic stresses and also connections subjected not to a pure tensile stress, but to bending and shear.

The present Congress was unable to provide a definitive answer to these questions. However, it did show the course to be pursued and indicate the research work that remains to be undertaken, both from the theoretical point of view and in regard to practical applications. Furthermore, it seems to me personally that connections with bolts under tension should remain the exception, because they lead necessarily to a considerable disturbance

of the play of forces, since the stresses which initially are distributed over the fastened part, subsequently deviate and become concentrated in the bolts; we are thus very far from the direct junction such as is achieved in butt welding.

c) Welding and Gluing

Welding

The use of new welding processes in metal structures was described by a number of authors in the Preliminary Publication, while C. F. KOLLBRUNNER indicated the main lines in his report.

Here again, it is mainly economic reasons — constantly increasing wages and shortage of skilled workers — which are prompting a more extended use of semi-automatic or automatic processes, whether these are concerned with submerged arc welding or welding under a gas shield, more particularly of CO₂.

Although they may sometimes result in failures, these processes generally give satisfaction as far as the quality of the welds is concerned and it is consequently understandable that attempts are being made to extend their field of application, either by welding during erection, or by the utilisation of the special high-strength steels to which reference was made under a). For the higher grades of steel, the problem has not been completely solved but it should be added that, even for manual welding, these steels require certain precautions to be taken if serious difficulties are to be avoided. It is important not to tack assembly templates or other components which are not to be welded subsequently. In addition, arcs should not be struck outside the welding grooves. Notch effects are thereby avoided which are detrimental both as regards fatigue and the risk of brittle fracture.

Another problem which deserves to engage attention is that of the design of welded constructions and of their joints. We have in mind, more particularly, large plate girders for which, in certain countries, flanges are specified comprising numerous cover plates connected by fillet welds such as are necessary in riveted construction. The adoption of a single flange, of variable thickness and width depending upon the stresses, would, however, appear to be more in accordance with the specific requirements of welding. The problem of safety as regards brittle fracture will undoubtedly lead normally to the choice of a quality of steel for the thick flange which would satisfy more severe impact tests. The resulting slight extra cost is, however, more than compensated by the elimination of the longitudinal fillet welds. Moreover, transverse welds at the end of the cover plates, which are always unfavourable to the fatigue strength, are obviated.

Gluing

In the field of metal structures we are still, as far as gluing is concerned, at the stage of preliminary research work and initial applications. Although gluing offers certain advantages, since it does not affect the properties of the base metal and leads to a well distributed introduction of the stresses, it is scarcely probable that we shall witness any rapid extension of the technique, at least as far as solely glued connections are concerned. A combination of gluing and high strength bolts might, on the other hand, have a future, at least if it were possible by this means to increase the permissible loads and above all to avoid some of the difficulties incidental to correct use of these bolts: the need for scraping clean the faying surfaces, rather strict manufacturing tolerances in order to avoid losses of clamping force due to poor contacts of the assembled parts, protection against corrosion, etc.

d) Fatigue Life of Structural Members

The problem of the fatigue strength of high strength steels (including steels of grade 50—52), compared with that of mild steels, which had been raised in the Preliminary Publication, was thoroughly discussed by J. W. FISHER and I. M. VIEST, F. STÜSSI, H. BEER and O. A. KERENSKY. It must be admitted that opinions differ widely.

What appears to be certain is that high strength steels are more sensitive to notch effects than mild steels. As H. BEER indicated, it is also necessary to take into account notches due to the microstructure of the metal, which is itself directly influenced by the processes of manufacture. Moreover, it is known that the fatigue strength of the grade 52 steels produced before the war was lower than that of the fine-grained steels now being made⁴). As F. STÜSSI points out, it is therefore incumbent upon the metallurgists to manufacture steels whose high mechanical properties are not acquired at the expense of good behaviour towards fatigue.

That this condition is capable of being fulfilled not only by the base metal, but also by carefully executed and ground butt welds, is proved by the tests carried out with 60 T steel for the Chamoson bridge⁵) and those relating

⁴) For some alloy steels, a parallelism would even seem to exist between the values for the impact tests and those for the resistance to alternating stresses, as indicated by M. POMEY and M. MISSON in an article entitled "Der kontinuierliche Strangguß von Bau-stählen für die Kraftfahrzeugindustrie in Frankreich" (The continuous casting of structural steels for the motor vehicle industry in France). Technical Information Leaflet of the Economic Section of the French Consulate General in Zurich, No. 11, 1964.

⁵) "Use of High Strength Steels for the Construction of Two Bridges in Switzerland", in the present Final Report, IIa 1.

to the ALDUR steels⁶). In both cases, the resistance to repeated stresses attains (or slightly exceeds) 60% of the static breaking strength, as for mild steel.

For welds characterised by very sharp notches, like the longitudinal filled welds at the end of a cover plate devoid of a ground frontal weld (arrangement existing in the bridges of the AASHO tests reported by FISHER and VIEST in the Preliminary Publication, and which correspond to curve *F* — the lowest — of the regulations of the German Railways), the difference between steel 52 and mild steel is, in actual fact, very slight. It will be observed, however, that the same electrodes are used in both cases and that the strength (static) of the welds is practically independent of the grade of the base metal⁷). In a fatigue test also it may be questioned whether it is not the fatigue strength of the weld metal that is determined rather than that of the base metal, which only intervenes for spreading the crack.

In any event, it is not surprising that an unsatisfactory arrangement of the welds entails an inadequate fatigue strength and the conclusion is obvious. In order to retain, even in the case of fatigue stresses, the undeniable advantage of high strength steels, it is advisable to devote particular care to the design of welded constructions and to their execution, in order to reduce to a minimum stress concentrations and notch effects in general.

H. BEER, W. HENDERSON and O. A. KERENSKY made an interesting contribution to the question of the behaviour of structures under the actual fatigue stresses. Two problems have to be considered here:

- the damage to an element subjected to a spectrum of stresses and not to cycles of constant amplitude as in the case of conventional fatigue tests;
- the actual variation of the stresses in structures in service.

The first problem has not, of course, been completely solved, but it has already been the subject of numerous experimental and theoretical researches and, as indicated by W. HENDERSON, it may be hoped that a reliable solution will shortly be obtained.

As far as the actual stress conditions are concerned, we are still in the initial stages. In this connection, we may mention that the German Railways have undertaken measurements of this kind on a heavily load railway bridge⁸)

⁶) F. WALLNER: «Hochfeste schweißbare Baustähle» (High Strength, Weldable Structural Steels). Preliminary Report of the present Congress, Fig. 2, curve B, p. 355. It will be observed that the American steels mentioned by WALLNER (same figure) are more sensitive to fatigue and this could explain, to some extent, the conclusion of FISHER and VIEST.

⁷) At the Congress of the European Coal and Steel Community mentioned in Note 3, F. W. BORNSCHEUER proposed the adoption, for fillet welds, of the same permissible stresses for mild steel and for steel 52.

⁸) These preliminary tests show quite clearly that large amplitudes and maximum stresses seldom occur.

and that it was decided, by the UIC-RILEM-IABSE tripartite commission, to extend these researches to various types of bridges. The interpretation of the results will certainly not be easy because it will be a matter of defining the broad lines and thus obtaining bases both well-grounded and sufficiently simple for structural design in relation to fatigue. W. HENDERSON stated that attempts were being made in Great Britain, in the case of road bridges, to attain this result by a statistical analysis of the data relating to the vehicles in the traffic. In the second part of this paper, HENDERSON suggested that for elements specially subjected to fatigue, structural design should be based on a limited service life. Although this is done in certain mechanical engineering industries, it is difficult to see how an application of this principle could be made to engineering structures, if only for economic reasons.

A. A. VAN DOUWEN and C. C. VEERMAN described an electronic apparatus which enables plastic deformations to be detected on the surface of a metal, and this would perhaps make it possible to estimate the risk of rupture by fatigue without being obliged to have recourse to tests to destruction.

The experimental data still lacking would thus be obtained more quickly and such data, supplemented by empirical relationships, such as the well-known laws due to F. STÜSSI, would enable us to complete our knowledge in this most important field of fatigue strength.

e) Plastic Design with Reference to High Tensile Steels and Modern Methods of Connection

The contribution by R. ANSLIJN, J. JANSS, E. MAS and CH. MASSONNET successfully completes the paper which appeared in the Preliminary Publication. The tests described were concerned with the buckling of angles and the testing to destruction of connections made with 37 and 52 steels.

Researches of this kind are most useful since they provide fertile information on the limiting strength of our structures, a criterion which is undoubtedly of importance, although it cannot serve as the sole basis of structural design. Here we are bordering on the general problem of the safety of structures, a question that was extensively dealt with in item Ic) of the present Congress and on which it is therefore unnecessary for us to enlarge in this report.

IIa1

Utilisation d'aciers à haute résistance dans deux ouvrages suisses

Verwendung hochfester Baustähle für zwei Brücken in der Schweiz

Use of High Strength Steels for the Construction of Two Bridges in Switzerland

PIERRE DUBAS

Ecole Polytechnique Fédérale, Zurich

Introduction

Pour la plupart des ponts métalliques construits ces dernières années en Suisse, on a mis en œuvre des aciers de la nuance 52/36. On sait les importants progrès qui ont été réalisés après guerre dans le domaine de l'élaboration de ces aciers, en particulier en ce qui concerne leur soudabilité et leur comportement à la fragilité. Comme on dispose également d'électrodes à enrobage basique et de procédés de soudage automatiques ou semi-automatiques bien adaptés aux aciers de cette nuance, leur mise en œuvre en atelier et même le soudage au montage d'épaisseurs relativement fortes ne posent guère de difficultés.

Dans le domaine des conduites forcées ou des puits blindés de forte puissance, des considérations économiques ont imposé l'emploi d'aciers à résistance encore plus élevée, soit d'aciers légèrement alliés ou même d'aciers trempés et revenus. On comprend dès lors que les entreprises de construction métallique qui s'occupent également de grosse chaudronnerie aient envisagé d'appliquer à la construction de ponts les expériences acquises dans le domaine des aciers à très haute limite élastique. Comme on l'a déjà relevé dans la Publication Préliminaire, les conditions de service des aciers à caractéristiques élevées sont toutefois nettement moins favorables dans les poutres à âme pleine fléchies que dans les enveloppes cylindriques sous pression intérieure uniforme. Le domaine d'application économique est ainsi relativement modéré et nous ne pourrions présenter ici que deux exemples d'utilisation.

Pont sur le Rhône à Chamoson

Le pont de Chamoson¹⁾ sur le Rhône relie l'usine hydro-électrique de Nendaz avec le poste d'interconnexion et de transformation placé sur l'autre

¹⁾ Les renseignements concernant cet ouvrage m'ont obligeamment été communiqués par M. COSANDEY, Directeur de l'Ecole Polytechnique de l'Université de Lausanne, que

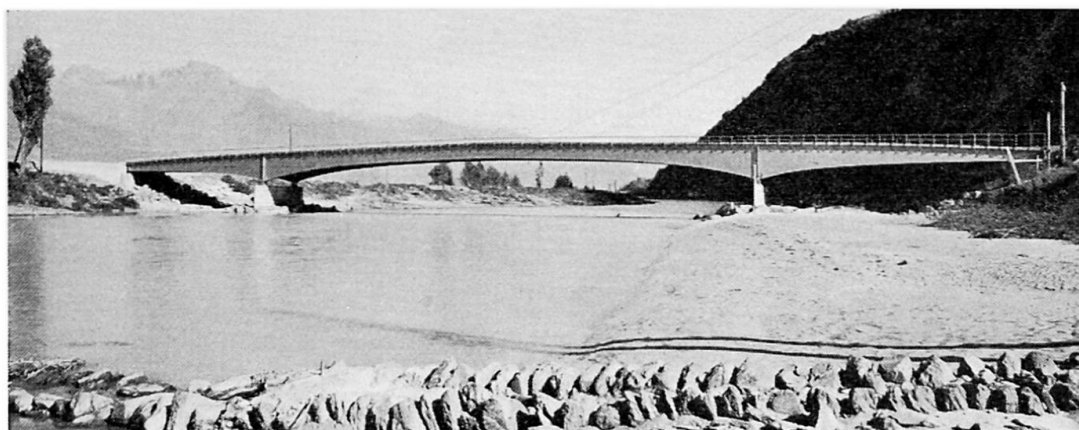


Fig. 1. Ensemble du pont de Chamoson sur le Rhône.

rive (fig. 1). Comme la salle de décuvage est située sur la même rive que la centrale, l'ouvrage a été calculé pour supporter entre autres un transformateur rempli d'huile, pesant 52 t et roulant sur des rails scellés dans la dalle de chaussée en béton. Les poutres maîtresses sont disposées en garde-corps; la dalle, large de 5,10 m, repose sur des entretoises et ne participe pas à la résistance d'ensemble.

La largeur du lit mineur du Rhône a imposé une travée centrale longue de 53,30 m, encadrée de deux travées latérales l'une de 21 m, l'autre de 20 m de portée. Ce rapport de environ 5 à 2 n'est pas le plus intéressant du point de vue statique; il en résulte en particulier des sollicitations élevées depuis les culées jusqu'au delà de l'appui sur pile. Certaines considérations, relatives au tirant d'air sous l'ouvrage ainsi qu'au passage sur culées des câbles circulant sur la membrure supérieure, ont imposé d'amincir considérablement l'extrémité des travées latérales; les efforts de traction dans la membrure supérieure sont ainsi élevés et on a été naturellement amené à envisager l'emploi d'un acier à haute limite élastique.

On a utilisé l'acier 60 T de l'Alpine, Usine de Donawitz (Autriche), dont les caractéristiques sont les suivantes:

Caractéristiques mécaniques effectives

- résistance à la traction: 59—61 kg/mm²
- limite d'élasticité supérieure: 45 kg/mm² min.
- allongement de rupture: 24% sur 5 d, 17—19% sur 10 d

je tiens à remercier ici très vivement. On pourra consulter également les articles suivants: M. COSANDEY: Deux exemples récents de ponts-route, Schw. Techn. Zeitschrift, 6 juin 1957; M. COSANDEY: Le contrôle de la qualité des fabrications métalliques, 2. Schweiz. Stahlbautagung, Zürich 1956, Mitt. der TK des Schweizer Stahlbauverbandes, H. 16; M. COSANDEY: De quelques expériences récentes réalisées en Suisse romande dans la construction de ponts métalliques, Schweiz. Bauzeitung, 1964, S. 375.

- striction: 48%
- résistance à la fatigue
 - efforts alternés $\sigma_w = 30 \text{ kg/mm}^2$ (éprouvettes meulées)
 - efforts répétés $\sigma_u = 38 \text{ kg/mm}^2$ (éprouvettes meulées)
 - $\sigma_u = 34 \text{ kg/mm}^2$ (éprouvettes à l'état de livraison, avec calamine, VSM 10 921)
 - $\sigma_u = 38\text{--}40 \text{ kg/mm}^2$ (joint soudé selon VSM 14 051, éprouvette meulée)
- coefficient de pliage (VSM 10 926): 30—34%
- résilience naturelle Charpy-V à 0°: 6 kgm/cm²

Composition chimique (%)

	C	Mn	Si	P	S	Cu	Mo
Effectif (moyenne)	0,18	1,36	0,55	0,011	0,024	0,45	0,20
Analyse type	0,20	1,25	0,45	0,05	0,05	0,45	0,2

Les propriétés mécaniques sont obtenues par un double traitement thermique, normalisation et revenu à 650°.

Cet acier spécial, et par conséquent relativement cher, n'a été utilisé que pour certains éléments du pont:

- les membrures supérieures dans les régions des moments négatifs ainsi que le tiers adjacent de l'âme;
- les membrures inférieures dans la travée centrale ainsi que les tronçons d'âme correspondants (la hauteur de l'âme en acier 60 T correspond à celle de la poutre au milieu de la travée, soit 1420 mm).

Les semelles ont une section max. de 450-20 en travée et de 450-30 sur appui tandis que l'épaisseur des âmes varie de 8 à 16 mm.

On sait que les procédés automatiques ou semi-automatiques, à vitesse de soudage élevée, conduisent à des retraits et donc à des déformations sensiblement inférieures à celles du soudage manuel, ce qui est important pour l'acier 60 T qu'il n'est guère indiqué de redresser au moyen de chauffes de retrait. Pour cette raison, on a utilisé en atelier un système de soudage type MIG, semi-automatique, comportant un fil continu consommable sous protection d'argon avec 3% d'oxygène (appareillage NERTALIC). La mise au point industrielle a demandé de nombreuses recherches en laboratoire, qui ont trouvé leur expression dans des prescriptions générales pour les travaux d'atelier et de montage.

La mise en œuvre de cet acier traité et à haute résistance est bien entendu sensiblement plus délicate que celle des aciers doux habituels. Grâce à une stricte observation des prescriptions précitées, la fabrication n'a cependant

pas présenté de difficultés particulières, à part celle provoquée par une erreur des laminoirs qui avaient débité les semelles à la cisaille (à partir de tôles), ce qui a provoqué des fissurations perpendiculaires au plan de coupe. L'oxycoupage peut par contre s'opérer normalement, pourvu qu'on meule sur les bords des semelles les stries de coupe et qu'on abatte légèrement les angles.

Pour les épaisseurs supérieures à 15 mm, il a été prévu un préchauffage à 180—200° au moyen d'une flamme douce. Cette température a été maintenue pendant le soudage grâce à l'apport de chaleur fourni par les passes successives.

Les soudures des semelles ont été meulées puis polies avec une meule à grains très fins, dans le sens longitudinal. Pour ces joints bout à bout, contrôlés aux rayons X, on a pu dès lors fixer les contraintes admissibles à la fatigue suivantes, en se basant sur les études du prof. STÜSSI, les normes des Chemins de Fer Allemands ainsi que les essais dont les principaux résultats ont été donnés auparavant:

$\sigma_{min}/\sigma_{max}$	-1,0	-0,5	0	0,54	0,65	1,0	t/cm ²
$\sigma_{adm}(B)$	1,4	1,67	2,2	3,0	—	3,0	
$\sigma_{adm}(C)$	1,25	1,57	2,05	—	3,0	3,0	

Les valeurs de la seconde ligne concernent l'âme des poutres, à l'extrémité de la soudure d'un raidisseur vertical, dans la zone tendue, avec un cordon d'attache continu et usiné proprement à son extrémité (courbe C des prescriptions des Chemins de Fer Allemands ou de l'OENORM B 4600, 3e partie; pour les soudures bout à bout meulées, on aurait la ligne B).

Le montage s'est fait en porte-à-faux à partir des deux rives, avec étiayage provisoire des travées de rive. Les joints de montage sont néanmoins tous soudés. Pour les semelles, on a utilisé le procédé NERTALIC, sur passe de support déposée manuellement «au plafond», tandis que les âmes étaient soudées à la main à l'aide d'électrodes à enrobage basique.

En ce qui concerne l'économie réalisée grâce à l'utilisation d'acier traité, il est bien évident qu'elle n'a pas été importante lors de cette première utilisation, surtout si l'on compte les frais non négligeables de mise au point des procédés de fabrication et particulièrement de soudage. Il s'agissait d'ailleurs avant tout de créer les bases permettant une utilisation sûre de ces nuances d'acier.

Pont de la Madeleine sur la Sarine

Situé un peu à l'aval de Fribourg, ce pont-autoroute franchit la vallée de la Sarine, large à cet endroit de quelque 300 m et profonde d'une cinquantaine de mètres. Après l'érection des piles, la mise en eau du barrage de Schiffenen a créé un lac artificiel large de 215 m à l'emplacement du pont.

Comme l'autoroute est construite en deux étapes, il a été prévu deux ouvrages parallèles indépendants, supportant chacun une chaussée de 7,75 m de largeur et deux bandes de stationnement de 1,25 m, ce qui, avec les glissières de sécurité, conduit à une dalle de tablier large de 11,05 m. Les deux poutres sous tablier sont à âme pleine, avec une hauteur constante égale à 4,21 m; elles sont continues sur trois travées de 85,50 m + 106,50 m + 85,50 m de portée. Les efforts rasants sont transmis par des chevilles à la dalle de tablier en béton armé, préfabriquée en éléments de 2 m de longueur (fig. 2) et qui participe à la résistance du système sous l'action des surcharges tandis que les poutres métalliques reprennent seules la plus grande partie des charges permanentes (la hauteur de la vallée eût rendu fort onéreux un étayage des poutres pendant la pose des dalles).

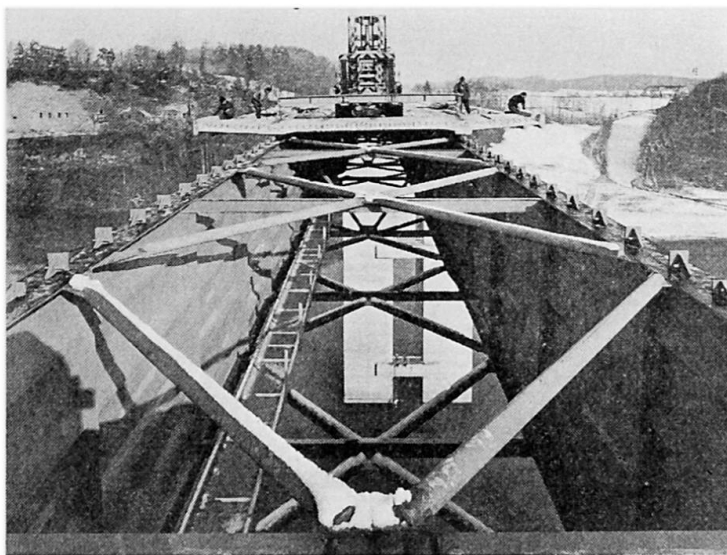


Fig. 2. Pont sur la Sarine. Pose des éléments de dalle.

Pour réduire les risques de fissuration des joints transversaux de la dalle, coulés sur place, il est prévu, dans la région des appuis sur piles, une précontrainte par des câbles mis en tension (1800 t par tablier) avant le remplissage des évidements ménagés tous les mètres, au droit des chevilles; de plus, l'ouvrage une fois achevé, il sera procédé à une précompression d'ensemble par dénivellation de 1,60 m sur piles. Ceci a permis de réaliser une dalle continue, sans les joints sur piles qui sont quelquefois prévus pour des poutres mixtes acier-béton de portée analogue.

La plus grande partie du pont est réalisée en acier 52/36. Les quatre tronçons sur piles, longs de 15 m et pesant chacun environ 21 t, sont toutefois réalisés en acier à haute limite élastique. Leur section se compose d'une semelle supérieure de 850-45, d'une semelle inférieure de 850-50 et d'une âme de 14 mm, renforcée localement à 20 mm au droit de l'appui.

L'acier utilisé, HOAG 55 FKV-5, présente les caractéristiques principales suivantes:

Compositions chimiques de l'acier HOAG 55 FKV-5
(analyses des coulées, en %)

Epaisseur mm	C	Si	Mn	P	S	Ni	V
14, 20	0,16–0,17	0,42–0,51	1,26–1,42	0,022–0,024	0,019–0,023	0,20–0,52	0,08–0,10
45	0,18	0,53	1,35	0,022	0,018	0,44	0,08
50	0,17	0,46	1,50	0,025	0,025	0,49	0,08
type	max 0,20	env. 0,40	env. 1,35	max 0,04	max 0,04	max 0,60	max 0,15

Propriétés mécaniques de l'acier HOAG 55 FKV-5
(essais de réception)

Epaisseur mm	Essai de traction			Résilience (en long)	
	Résistance à la traction kg/mm ²	Limite élastique kg/mm ²	Allonge- ment % $L = 5 d$	Charpy-V naturelle – 10° kgm/cm ²	DVM vieillie ± 0° kgm/cm ²
14	57,6—60,8	43,7—46,9	26—29	10—14	7—16
20	58,5—58,7	42,7—43,8	28—29	17	18—19
45	56,6—59,4	41,7—43,0	28—34	10—11	16—18
50	60,0	43,3	25	15	12
garanti	55—68	40	$\frac{1200}{55—68}$	5	5

On voit qu'il s'agit d'un acier faiblement allié; il est calmé grain fin et livré à l'état normalisé, sans autre traitement thermique, ce qui facilite grandement la mise en œuvre. En plus des essais de résilience, il a été procédé à des essais de pliage Kommerell sur les épaisseurs de 45 et 50 mm, essais qui ont donné satisfaction.

Les essais de résilience imposés sont assez sévères et, si l'on étendait la nomenclature de la norme DIN 17100, on pourrait parler d'une classe de qualité 5 (comme le nom de l'acier d'ailleurs l'indique). Pour les tronçons en acier 52 on a choisi une classe de qualité 4, ceci pour tenir compte du fait que l'acier 52, plus faiblement allié, est un peu moins sensible à la fragilité.

Le problème de la résistance à la fatigue ne s'est pas posé pour ces tronçons sur piles. Comme il s'agit d'une section mixte acier-béton à dalle admise non fissurée (précontrainte!), l'axe neutre est très haut; les contraintes dues aux

surcharges sont presque négligeables dans la semelle supérieure tendue et le rapport $\sigma_{min}/\sigma_{max}$ y atteint une valeur de $+0,95$, conduisant de toute façon à une résistance à la fatigue supérieure à la limite élastique. Quant à la semelle inférieure, le même rapport s'y élève à plus de $+0,65$, ce qui n'est pas dangereux pour un élément comprimé. On a cependant pris les précautions suivantes:

- les chevilles ne sont attachées que par des cordons longitudinaux;
- les goussets de raccordement aux entretoises sur appui sont largement arrondis (fig. 3);
- les goussets du contreventement supérieur sont prévus de façon à éviter une brusque augmentation de section et les extrémités des cordons d'attache sont meulées.



Fig. 3. Tronçons sur pile en montage.

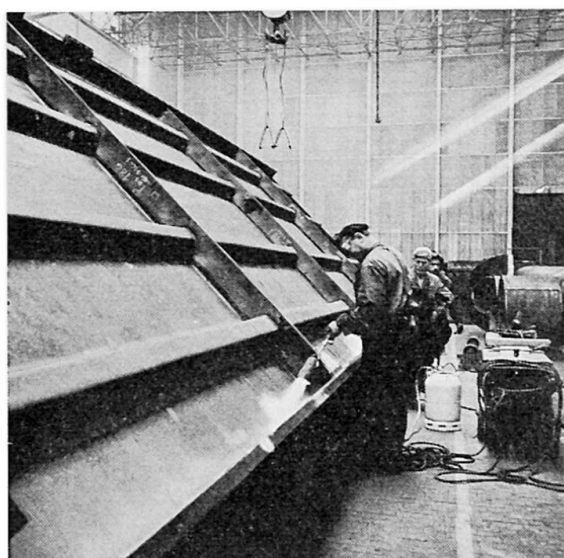


Fig. 4. Préchauffage des semelles avant soudure.

Ces dispositions sont également favorables en ce qui concerne le bon comportement vis-à-vis du danger de rupture fragile.

Les semelles ont été découpées par oxycoupage dans des tôles. Toutes les soudures d'atelier ont été exécutées à la main, avec des électrodes à enrobage basique, ce qui permettait de profiter de l'expérience acquise dans d'autres domaines avec des aciers de nuance équivalente. Avant l'exécution des cordons longitudinaux en K entre âmes et semelles, ces dernières ont été préchauffées à environ 120° — 150° . Comme on ne disposait pas de positionneurs capables de recevoir des pièces de cette dimension, on a construit des gabarits permettant d'incliner transversalement les poutres et de faciliter par là le travail des soudeurs (fig. 4). Il a été procédé en laboratoire à des essais destructifs sur des éprouvettes de joint soudé, en plus d'un contrôle radiographique très étendu.

On remarquera dans la figure précédente les quatre files de raidisseurs longitudinaux en caisson, à haute résistance flexionnelle et torsionnelle, qui

assurent la sécurité au voilement des âmes, dont l'épaisseur n'est que de 10 mm en travée malgré la hauteur dépassant 4 m. Comme ces raidisseurs, ainsi que les raidisseurs verticaux, sont disposés d'un seul côté de l'âme, on craignait des déformations importantes lors du soudage; il n'en a heureusement rien été. On peut dire en conclusion que la mise en œuvre en atelier n'a guère demandé de précautions plus grandes que pour les tronçons normaux, réalisés en acier 52. Il faut en effet rappeler que l'acier utilisé est à résistance naturelle et non trempé et revenu comme dans l'exemple précédent.



Fig. 5. Soudure au montage de la semelle supérieure.

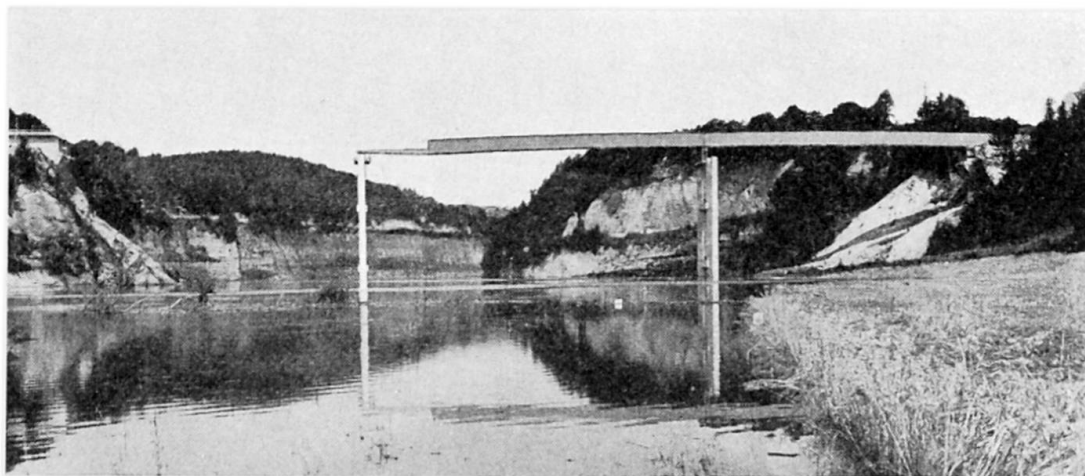


Fig. 6. Franchissement de la travée centrale de 106,50 m lors du lançage.

Au montage, tous les joints sont soudés, en particulier ceux entre les tronçons en acier 55 et en acier 52. Il s'agit chaque fois d'un joint total, avec découpages de l'âme pour faciliter la pose du cordon de semelle transversal en V (même pour les fortes épaisseurs, pour limiter le soudage «au plafond», fig. 5). La décision de souder au montage découle logiquement du procédé de montage adopté: les poutres ont été assemblées à terre (voir fig. 3) puis lancées dans l'axe de l'ouvrage. Lors du franchissement de la travée centrale (fig. 6),

la flèche de l'avant-bec atteignait 3,50 m.

Il nous reste à exposer les raisons qui ont conduit à adopter l'acier 55 pour les tronçons sur piles et à indiquer quels ont été les avantages économiques ou autres.

Comme le supplément de prix pour la nuance 55 est assez élevé, l'utilisation de cet acier à haute limite élastique n'a pas conduit à une économie sensible en ce qui concerne le prix de la matière première, surtout si l'on se rappelle que l'épaisseur de l'âme est fixée avant tout par des conditions de stabilité au voilement et ne peut guère être diminuée lorsque l'on passe à une nuance d'acier supérieure. Il en résulte par contre une réduction appréciable de la section des semelles, réduction qui présente de nombreux avantages:

- possibilité de diminuer l'épaisseur de la semelle, ce qui est favorable pour la sécurité à la rupture fragile. Dans le cas particulier, la semelle la plus forte sur pile (850-50) a ainsi exactement les mêmes dimensions que la semelle correspondante en travée.
- diminution du travail en atelier puisque les épaisseurs à souder sont plus faibles (d'autre part les précautions à prendre ne sont pas plus sévères que pour une semelle d'autant plus épaisse en acier 52).
- réduction de la section métallique, ce qui est intéressant dans le cas particulier d'un système mixte acier-béton à dalle préfabriquée. Les tractions que les phénomènes de longue durée introduisent dans la dalle, c'est-à-dire les tensions dues au retrait empêché et la réduction de précompression due au fluage, sont en effet, dans un système hyperstatique continu, environ proportionnelles à la section des poutres métalliques. Si l'on n'examine que la redistribution des contraintes dans la section sur piles (comme si le

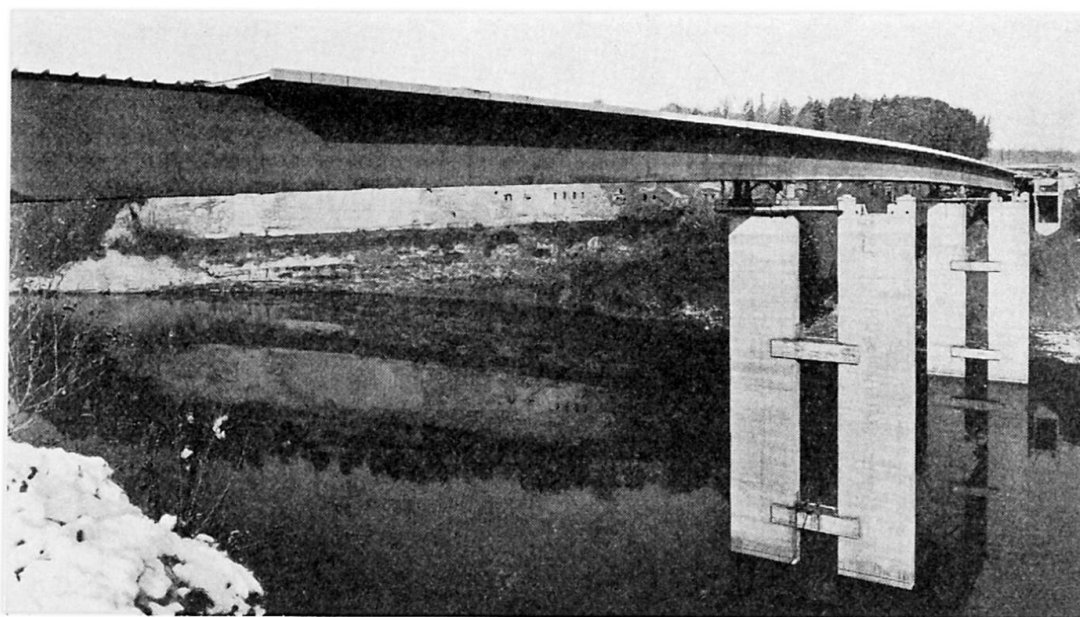


Fig. 7. Ensemble du pont sur la Sarine, surélevé de 1,60 m sur piles.

système était isostatique, sans l'influence des moments hyperstatiques de fluage), on voit que les compressions dans le béton, dues au moment positif correspondant à la dénivellation de 1,60 m sur piles (fig. 7), diminuent de 30% pour un coefficient de fluage spécifique φ admis à 1,5 en tenant compte que les dalles sont préfabriquées en usine près d'un an avant leur mise en contrainte. Pour une section équivalente en acier 52, il faudrait par contre compter avec une perte de 35%, ce qui demanderait un important renforcement de la précontrainte par câbles.

La diminution de la section métallique conduit naturellement à une légère augmentation des tractions dans le béton pour un moment négatif unitaire. Cette influence est toutefois pratiquement compensée par la réduction des moments négatifs provoqués par les surcharges, réduction due à la diminution du moment d'inertie sur piles.

Résumé

On présente deux exemples d'utilisation d'acier à haute résistance pour des ponts-routes. Il s'agit dans le premier cas d'un acier trempé et revenu de la nuance 60/45, dans le second d'un acier à dureté naturelle de la nuance 55/40. On expose les procédés de mise en œuvre et les avantages résultant de l'emploi de ces aciers.

Zusammenfassung

Es werden zwei Beispiele der Verwendung hochfester Baustähle für Straßenbrücken dargestellt. Im ersten Fall handelt es sich um einen thermisch vergüteten Stahl der Klasse 60/45, im zweiten Fall um einen naturharten Stahl der Klasse 55/40. Neben einer Beschreibung der Verarbeitungsverfahren werden die Vorteile erwähnt, die sich aus der Verwendung dieser Stähle ergeben.

Summary

Two examples are given of the use of high strength steel in road bridges. The first case is that of a heat-treated steel of grade 60/45, the second is that of a steel of natural hardness of grade 55/40. The methods of fabrication are described and the advantages resulting from the use of these steels are outlined.

IIb1

Supplement - Complément - Ergänzung

Studies on the Application of High-Strength Bolted Joints to Bridges¹⁾

Recherches sur l'utilisation, dans les ponts, d'assemblages réalisés avec des boulons à haute résistance

Untersuchungen über die Verwendung von hochfest verschraubten Stößen im Brückenbau

ICHIRO KONISHI

Kyoto University, Kyoto, Japan

This is the additional exposition to the question of the general reporter, Prof. DUBAS, to the paper IIb 1 of the Preliminary Publication.

The state of the faying surfaces was as rolled, and expectable friction coefficient is about $\mu = 0.25$. This value was determined from the experiments for regular test specimens done until 1958 in my laboratory. The design of the test beams was done based on the above experimental value during 1959. Bolted connection is not considered to be overstrengthened for the friction coefficient given. Special treatments to increase friction of the surface were not performed in this experiment although it is necessary for economical design of the bolted connection, especially for the European design.

The theoretical load-stress relations of bolted beams are as follows: This load P means that indicated in Fig. 1 of the original paper.

$P = 43.5$ ton	$\sigma = 1900$ kg/cm ²	design load
$P = 75.6$ ton	$\sigma = 3300$ kg/cm ²	yield load
$P = 86.4$ ton	slip of the connection occurs for $\mu = 0.25$	
$P = 88.8$ ton	welded section is of fully plastic.	

If some kinds of treatments are performed on the friction surface, and, for example, 0.45 friction coefficient is expected, a number of high strength bolts is about 8 instead of 12. It might be concluded that almost the same results could be obtained if a fatigue test for the beam with reduced bolts is performed, because there are only few differences between slip distributions near the first row bolts of the beams with 12 bolts and 8 bolts.

The fatigue tests of this paper were performed near the design load and fatigue properties of bolted and riveted beams under design loads were ob-

¹⁾ See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», IIb 1, p. 363.

tained. The fatigue tests near the slip load must be done with ordinary test specimens instead of composed beams.

Fatigue test near the slip load, using regular test specimens which are the same as those used for static tests for determining the friction coefficient, had been done by the author for various stress levels, but the effects of frequencies of repeated cycles are seems to be very important, and careful considerations on these must be paid.

Summary

The additional exposition to the paper II b 1 of the Preliminary Publication is given in this paper. It includes the condition of faying surfaces, the theoretical load-stress relations of the test beams, and the conditions of fatigue tests. The presumed characteristics of the beams with higher friction coefficient and, in consequence, less connection bolts are explained referring the results of original paper.

Résumé

Cet exposé complète le mémoire II b de la Publication préliminaire. Y sont décrits: l'état des surfaces de contact, les relations théoriques charges — contraintes des poutres d'essai et les conditions des essais de fatigue. Partant des résultats présentés dans le mémoire original, on indique les caractéristiques présumées des poutres possédant un coefficient de frottement plus élevé et, donc, un moins grand nombre de boulons d'assemblage.

Zusammenfassung

Dieser Beitrag enthält zusätzliche Erklärungen zum Beitrag II b 1 im «Vorbericht». Es werden folgende Fragen behandelt: Beschaffenheit der Kontaktflächen, theoretische Spannungsverhältnisse an Versuchsbalken sowie das Verhalten bei Ermüdungsversuchen. Die mutmaßlichen Eigenschaften von Trägern mit höherem Reibungskoeffizient, und demzufolge mit weniger Verbindungsschrauben, werden dargelegt unter Bezugnahme auf die im Originalbeitrag enthaltenen Ergebnisse.

II b 2

Diskussion - Discussion - Discussion

HV-Schrauben¹⁾

Friction-Grip-Bolts (High Strength Bolts)

Boulons à haute résistance

F. FALTUS

Prof. Ing. Dr., Prag

Die große Zahl der Referate über vorgespannte Schrauben beweist, daß diese Verbindungsart des Stahlbaues in der ganzen Welt nicht nur steigende Verwendung findet, sondern auch das rege Interesse der Forschung wachgerufen hat. Es ist möglich an Hand der vorgelegten Arbeiten fast alle offenen Fragen zu berühren.

Die erste wichtige Entscheidung betrifft die Wahl der Schraubenqualität. Es werden sehr verschiedene Sorten verwendet, beginnend mit Streckgrenzen von 57 kp/mm² [4] bis 120 kp/mm² [6, 7] bzw. Festigkeiten von 80 kp/mm² bis 130 kp/mm² [6, 9], von einfachen niedriglegierten bis ziemlich hoch legierten Stählen. Es ist zu hoffen, daß hier die Zeit und auch wirtschaftliche Erwägungen eine Vereinheitlichung bringen werden. Die Forderungen an den Schraubenstahl sind doch im Grunde genommen ziemlich milde, wenn wir von der an einigen Stellen erhobenen Forderung absehen, daß sich der Schraubenkopf ohne Unterlagscheibe einer Flanschneigung bis 10% anpassen soll.

Unterschiede bestehen auch in der Größe und der Art der Messung der Vorspannkraft. Wir finden Werte von $0,6 \sigma_{Bruch}$ [9], bis σ_F [4]. Allgemein wird jedoch zugegeben, daß ein Zuviel weniger schadet wie ein Zuwenig. Das Anziehmoment wird allgemein nach der Formel $M = k P_v d$; berechnet für k finden wir jedoch Werte von $k = 0,14$ — $0,15$ (nach [8] für speziell geölte Gewinde) bis $k = 0,183$. Die meisten Angaben nähern sich dem höheren Wert. Wenn man die Streuung der Anzeige der Drehmomentenschlüssel und der Reibungswerte betrachtet [1, 3, 7, 8] scheint schließlich die einfache «Halfturn»-Methode die gegebene zu sein. Als Hindernis wird in [1] angeführt, daß ein Teil der Vorspannkraft zum Richten und satten Anliegen der Bleche verbraucht wird. Es wird überzeugend auf den Unterschied zwischen der Tragkraft von mehreren Schrauben nebeneinander und hintereinander hingewiesen. Ein nicht sattes Anliegen der Bleche wird sich jedoch hauptsächlich in der

¹⁾ Siehe «Vorbericht» — see «Preliminary Publication» — voir «Publication Préliminaire», II b, p. 363.

ersten Schraubenreihe reibungsvermindernd auswirken, da dort ein Teil der Vorspannkraft unwirksam auf das dickere Nachbarblech übertragen wird. Man sollte daher allgemein den Abstand bei der inneren Schraubenreihe (Fig. 1) nicht zu klein wählen. Bei größeren Blechdicken sollte die Anwendung von zu kleinen Schraubendurchmessern vermieden werden. In den Vorschriften sind hierüber jedoch nur selten Angaben zu finden.

Die Druckverteilung unter der Schraube scheint ziemlich begrenzt zu sein. Es zeigen dies nicht nur die Abbildungen an Abdrücken in [1], fotoelastische Messungen, sondern auch direkte Messungen. Die Annahme einer Druckverteilung unter 45° nach RÖTSCHER ist jedenfalls zu optimistisch. WALLNER [10] findet $10\text{--}15^\circ$. Spannungsmessungen von ŠEDIVEC [11] an durchgeschnittenen

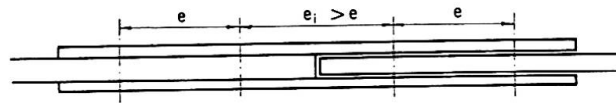


Fig. 1. Abminderung des Einflusses verschiedener Blechdicken durch vergrößerten Randabstand der ersten Schraubenreihe.

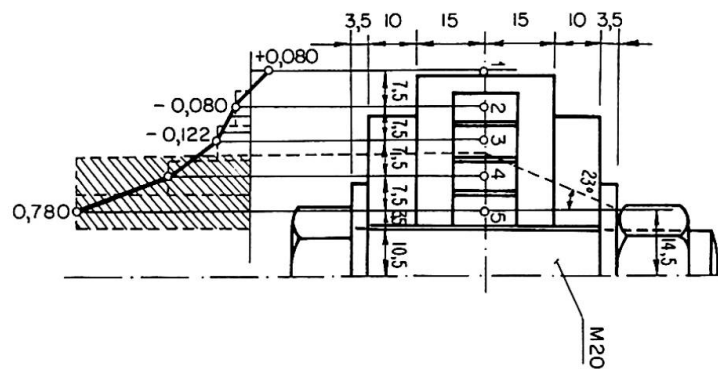


Fig. 2. Druckverteilung unter einer Schraube.

Scheiben zwischen vorgespannten Schrauben zeigen eher auf eine «mitwirkende» Breite der Druckzone unter $20\text{--}30^\circ$ (Fig. 2). Andere Versuche zeigen, daß die Druckverteilung auch von der Vorspannkraft, also auch vom Verhältnis von Schraubendurchmesser zur Blechdicke abhängt.

Die Verbindung auf Zug scheint die einfachste zu sein. Doch auch hier ist die genauere Berechnung des Anteiles, der von der äußeren Zugkraft Z auf die Schraube entfällt, noch ungelöst. Oft wird die Vergrößerung der Schraubenkraft (kZ) aus dem Verhältnis zwischen Schraubenfläche (F_s) und Kontaktfläche (F_k) berechnet,

$$kZ = \frac{F_s Z}{F_s + F_k}. \quad (1)$$

HIDEYUKI [6] zeigt, daß der Wert noch mit einem Formfaktor α auf

$$k = \frac{F_s}{F_s + F_k} \alpha \quad (2)$$

zu verbessern ist und findet für die von ihm untersuchte Verbindung α zwischen 0,49 und 0,73, was für einen «Formfaktor» doch etwas weit von Eins ist. Der Wert einer genaueren Berechnung liegt hauptsächlich in dem Aufzeigen der verschiedenen Einflüsse.

Betrachten wir eine Schraubenverbindung nach Fig. 3 mit einer mit P_v vorgespannten Schraube. Die äußere Zugkraft Z greife in den Blechen der Dicke l_z an. Die Kraft Z überträgt sich mit kZ über die äußeren Bleche auf die Schraube, während sich in den inneren Blechen die Druckvorspannung um $(1-k)Z$ verringert, solange $(1-k)Z < P_v$ ist. Wenn $(1-k)Z = P_v$ ist, überträgt die Schraube die gesamte Kraft, da dann $P_v + kZ = Z$ ist.

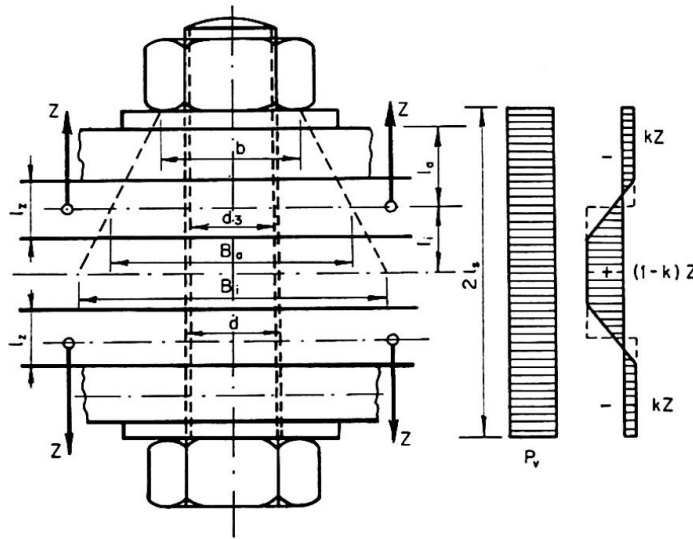


Fig. 3. Berechnung von zugbeanspruchten Schrauben.

Der Anteil k ergibt sich aus den Verformungen der einzelnen Teile, welche allerdings schwierig zu erfassen sind. Die Verformung der Schraube ist

$$E \delta_s = \frac{k l_s}{F_s} Z. \quad (3a)$$

Nehmen wir (etwas willkürlich) den Angriffspunkt der Kraft Z in der Mittellene des Bleches der Dicke l_z an²⁾, so ist die Zusammendrückung der äußeren Teile

$$E \delta_a = \frac{k l_a}{F_a} Z, \quad (3b)$$

die Verlängerung der inneren Teile

$$E \delta_i = \frac{(1-k) l_i}{F_i} Z. \quad (3c)$$

²⁾ Dies entspricht bei flachem Druckkegel näherungsweise der Annahme einer linearen Abnahme der inneren Kräfte im Querschnitt l_z von kZ auf $(1-k)Z$.

Nur in besonderen Fällen, z.B. bei der in [6] behandelten Verbindung können wir für F_a bzw. F_i die wirklichen Querschnittsflächen einsetzen.

Bei Platten können wir die Verformung der vom Schraubendruck erfaßten kegelstumpfförmigen Teile angenähert so berechnen, als ob es sich um Zylinder mit den Querschnittsflächen

$$F_a = \pi \sqrt{(b-d)^2 (B_a-d)^2} \quad (4a)$$

$$\text{bzw.} \quad F_i = \pi \sqrt{(B_a-d)^2 (B_i-d)^2} \quad (4b)$$

handelte.

$$\text{Es ist} \quad k = \frac{\delta_i}{\delta_s + \delta_a + \delta_i}. \quad (5a)$$

Da der Öffnungswinkel des Kegels der Druckverteilung nicht konstant ist, ist die Berechnung nur eine rohe Schätzung.

In Wirklichkeit sind noch die Verformungen in den einzelnen Kontaktflächen zu berücksichtigen, welche wir summarisch mit Δ_a für die äußeren und Δ_i für die inneren Flächen bezeichnen wollen, so daß

$$k' = \frac{\delta_i + \Delta_i}{\delta_s + \delta_a + \delta_i + \Delta_a + \Delta_i} > k \quad (5b)$$

wird.

Den größeren Einfluß übt Δ_i aus; Δ_a kann gegen die übrigen Größen meist vernachlässigt werden. Die Größen Δ_a und Δ_i sind nicht linear abhängig von Z . Solange Z klein gegen P_v ist, bleibt eine durch P_v plangedrückt Blechausbiegung eben ($\Delta_i = 0$), erst bei Anwachsen von $(1-k)Z$ wird sich das Blech abheben. Ähnlich werden sich auch kleine Unebenheiten der Blechoberflächen auswirken. Um diesen Zusammenhang etwas zu klären, wurden folgende einfache Messungen ausgeführt [14].

Aus einem 25 mm dicken Blech aus St. 37 wurden Scheiben von 50 mm Durchmesser³⁾, mit einer Bohrung $\varnothing 18$ und zwei ringförmigen Vorsprüngen zum Ansatz der Meßgeräte gedreht (Fig. 4). Mit gegenüberliegenden induktiven Meßgebern Philipps PR 9310 wurden mit einer Genauigkeit von $0,5 \mu\text{m}$ die Änderung der Entfernung a bei Veränderung der äußeren Belastung P gemessen. Die gemessene Größe setzt sich zusammen aus der elastischen Verformung der Meßstrecke a , $\delta_e = \frac{P}{E F} a$ und der Verformung Δ_i in den Kontaktflächen. Fig. 5 gibt einige charakteristische Meßergebnisse wieder. Linienzug A_1 entspricht der Verformung Δ_i bei dem Aufliegen zweier roher Blechoberflächen, die nur von losem Zunder reingebürstet wurden. Linienzug A_2 gehört zu demselben Versuchskörper nach dreimaliger Vorbelastung mit $P = 50 \text{ Mp}$.

³⁾ Der Durchmesser entspricht etwa dem Durchmesser des «Druckkegels» einer Schraubenverbindung.

Es trat hierbei eine bleibende Verformung der Strecke a um etwa $13\text{ }\mu\text{m}$ auf; bei Belastungen bis 20 Mp waren die Verformungen wieder elastisch, nur etwas kleiner als vorher. Nach Abfräsen und Schleifen beider Berührungsflächen ergab sich Linienzug A_3 , also praktisch sattes Aufliegen.

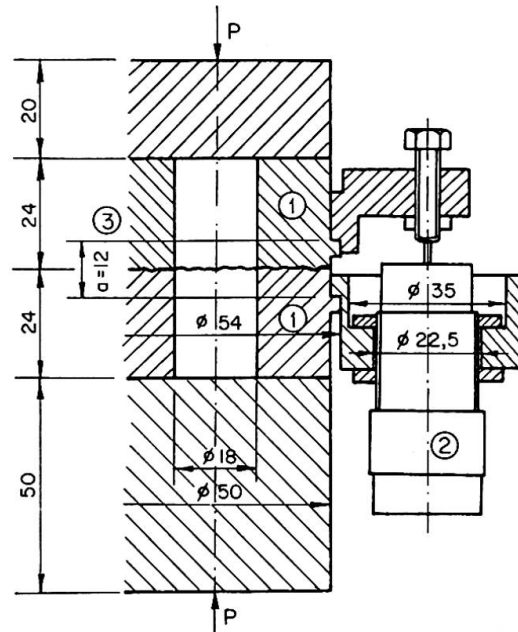


Fig. 4. Versuchsanordnung zur Messung der Federung in einer Kontaktfläche:

1. Versuchskörper.
2. Induktive Geber Philips PR 9310 (gegenüberliegend).
3. Kontaktfläche, unbearbeitet, bzw. bearbeitet.

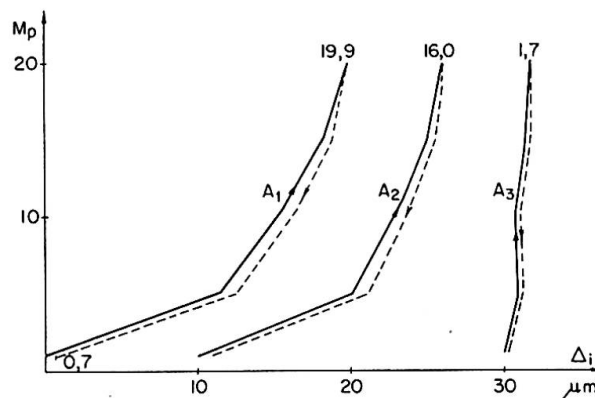


Fig. 5. Gemessene Verformungen der Kontaktfläche.

Die Bewegungen der Spalte haben bei unbearbeiteter Blechoberfläche einen stark nichtlinearen Charakter und sind in Gl. (5b) nicht zu vernachlässigen. Bei einer Beanspruchung von $\sigma = 1000\text{ kp/cm}^2$ in der Berührungsfläche entspricht Δ_i der Zusammendrückung einer Länge l_i von 60 mm. Der Einfluß von Δ_i wurde bisher in keiner Arbeit berücksichtigt.

Zu all diesem kommt noch die Vergrößerung der Schraubenkraft durch eine eventuelle Hebelwirkung nicht genügend steifer Stirnplatten, worauf auch [3] aufmerksam macht. Dieser Einfluß, der sich hauptsächlich nach Überschreiten der Vorspannkraft geltend machen wird, wurde z. B. von GENIEV [12] und DOUZY [13] untersucht. Er ist um so größer, je weicher die Stirnplatten sind. In [5] ist dieser Einfluß, der große Werte annehmen kann, vernachlässigt.

Es ist also zu erwarten, und alle Versuche bestätigen dies, daß die nach [5] berechnete Vergrößerung der Schraubenkraft nur sehr angenäherte Werte liefern kann.

Für die in [6] in Tafel 2 angeführten Versuche sind die Werte k nach (5a) in Tafel I zusammengestellt. Die Übereinstimmung zwischen Berechnung und Versuch⁴⁾ ist hier besser wie in [6]. Daß der Kraftanstieg in der Schraube erst bei höherer Belastung rascher als linear ansteigt, deutet auf eine sorgfältige Bearbeitung der Kontaktflächen hin.

Tafel I. Berechnung der Schraubenkräfte nach (6)

Versuch Nr.	l_s cm	F_s cm ²	$l_a=l_i$ cm	$F_a=F_i$ cm ²	$E \delta_s$	$E \delta_a=E \delta_i$	$E (\delta_s+\delta_a+\delta_i)$	k	$(k)^*$
Nr. 1 ($\varnothing$ 22)	24,6	6,1	11,9	57,4	4,03	0,207	4,4	0,0465	0,061
Nr. 2 ($\varnothing$ 19)	24,6	4,4	11,9	41,4	5,59	0,288	6,17	0,0467	0,065
Nr. 3 ($\varnothing$ 22)	24,6	6,1	11,9	43,6	4,03	0,273	4,57	0,0597	0,060
Nr. 4 ($\varnothing$ 19)	24,6	4,4	11,9	37,0	5,59	0,322	5,91	0,0545	0,060

*) Nach Versuchen in [6].

In Fig. 6 sind die Ergebnisse von Versuchen von ŠEDIVEC [11] gezeigt. Z ist die aus dem Biegemoment berechnete Belastung einer Schraube, kZ der Mittelwert der gemessenen Schraubenkräfte⁵⁾.

In dem Diagramm sind außerdem die nach (5a) berechneten Werte von kZ unter drei verschiedenen Annahmen der Ausbreitung des Druckkegels angeführt.

Die ganze Betrachtung zeigt, daß die Mechanik des Zugstoßes noch keinesfalls als geklärt anzusehen ist. Nur genauere Untersuchungen und detaillierte Spannungs- und Verformungsmessungen können hier Aufschluß bringen.

Dies gilt in vollem Umfange um so mehr für den Biegestoß, mit dem sich im Vorbericht einige Referate beschäftigen [3, 5, 7] und der auch schon Gegenstand der Beratungen in Stockholm war [13]. Nach obigen Ausführungen

⁴⁾ In der letzten Spalte sind die den Versuchsergebnissen entsprechenden Werte k angeführt.

⁵⁾ Die Unterschiede in der Beanspruchung der äußeren und inneren Schrauben waren verschwindend.

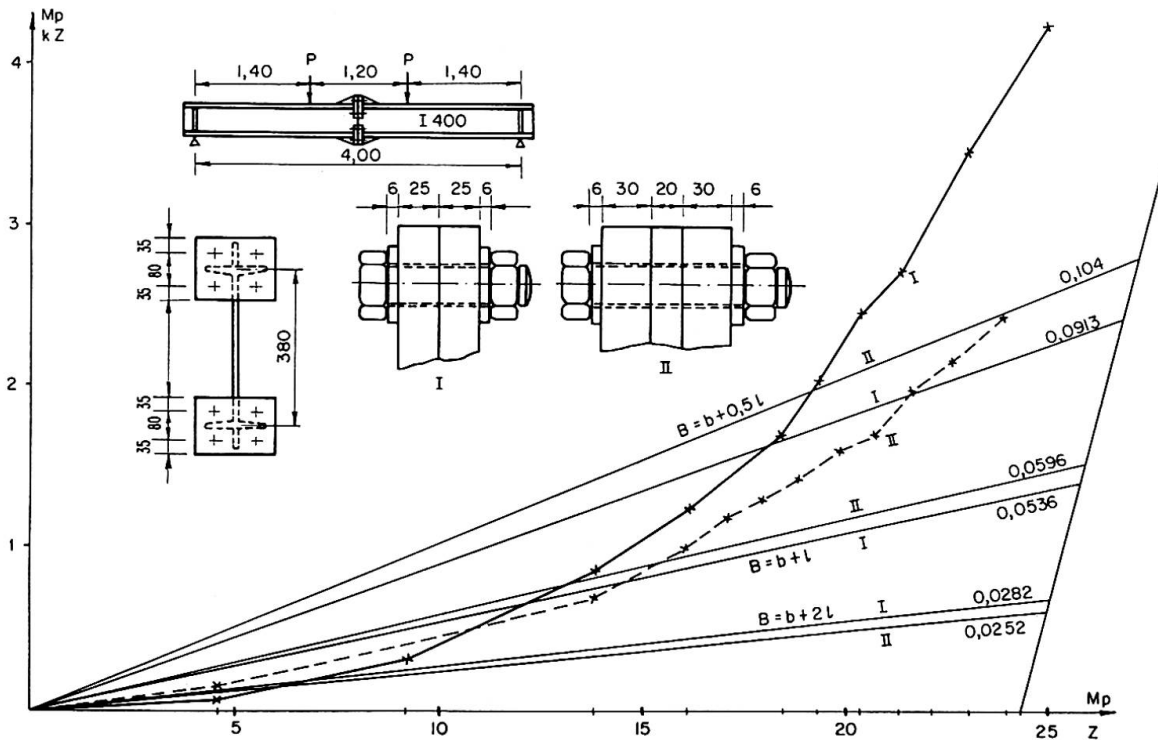


Fig. 6. Nichtlineares Anwachsen der Schraubenkraft bei Zugbelastung.

sollte theoretisch für das erste Stadium der Belastung mit $(1-k)Z < P_v$ nach Fig. 7a zu rechnen sein. Für weitere Stadien, in denen nacheinander in den äußeren Reihen $(1-k)Z > P_v$ wird, kommt das Rechenschema nach Fig. 7b zur Geltung. Ob eine solche genauere Berechnung nötig ist, soll hiemit nicht behauptet werden.

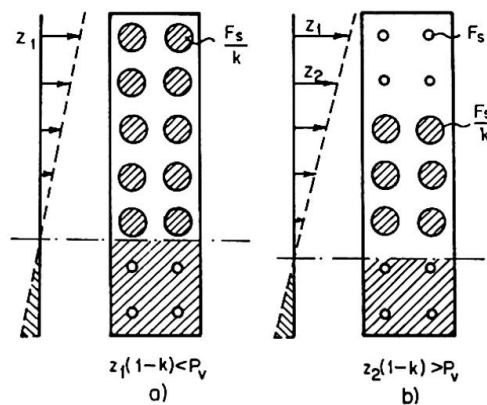


Fig. 7. Berechnung eines Biegestoffes.

Aus den Versuchen von GOFFI [5] kann jedoch nicht wie dort erwähnt geschlossen werden, daß sich die Vorspannung der Schrauben nicht auswirkt. Die Versuche zeigen im Gegenteil deutlich den Vorteil der Vorspannung. Bei der höchsten Laststufe ist allerdings in den äußeren Zugschrauben $Z > P_v$,

also die Vorspannung bereits aufgehoben, wozu auch die Hebelwirkung der dünnen Winkelschenkel beigetragen haben mag.

Die Mehrzahl der Beiträge beschäftigt sich mit den eigentlichen Reibungsverbindungen und vor allem mit den Reibungsbeiwerten μ . Diesen Ausführungen sollte in der Diskussion besonderes Interesse gewidmet werden. Ein einfaches Baustellenprüfgerät zum «zerstörungsfreien» Nachweis der Oberflächen-güte wird sehr benötigt. Es zeigt sich, daß nur bei sorgfältiger Arbeit und bei nicht walzfrischem Material mit nicht festhaftendem Zunder mit Flammstrahlen die in den meisten Normen vorgesehenen Werte μ zuverlässig erreicht werden. Auch unsere Versuche bestätigen diese Ergebnisse. Wir ziehen daher bei Brücken Flammstrahlen schräg zur Krafrichtung vor; besser ist jedenfalls entsprechendes Sandstrahlen.

Es wäre wünschenswert, durch eingehendere Versuche die physikalischen Grundlagen der hier auftretenden Vorgänge näher zu beleuchten, um dem schönen Ausdruck «Mikroverzahnung» einen wissenschaftlich-technischen Inhalt zu geben. Versuche wie in [1, 2, 7] über das «Einspielen» der Verbindung können hier wertvolle Hinweise geben und über den Mechanismus der Kraftübertragung unterrichten. In den angeführten Gleitbeiwerten sind auch einige Widersprüche enthalten. So bringt z. B. ein Anrosten der Berührungsflächen nach [1] eine Verminderung der Reibung um 15%; nach [8] wird eine Vergrößerung erwartet, die der Wirkung der Relaxation entgegenwirken soll. Unsere Versuche mit zinkgespritzten Flächen [11] gaben auf St. 37 im Gegensatz zu [1] und [8] befriedigende Ergebnisse.

In diesem Zusammenhang verdient die amerikanische Praxis, die in [4] durch vorbildliche Versuche belegt ist, besondere Erwägung. Während man in Europa durch besondere Behandlung der Berührungsflächen den Reibbeiwert hochzüchtet und die Vorspannkraft durch Messung des Drehmomentes genau zu dosieren versucht, begnügt man sich dort mit dem niedrigen Wert von $\mu = 0,32$ und der einfachen «Half-turn»-Methode, allerdings auf Kosten einer kleineren zulässigen Tragfähigkeit. Auch die Zulassung von Schrauben ohne Unterlagscheiben ist nachahmenswert. In manchen Fällen hat diese «vereinfachte» Anwendung der HV-Schrauben ihre besonderen Vorteile und sollte in den Vorschriften zugelassen werden. Erwähnt seien hier die sowjetischen Vorschriften für Stahlkonstruktionen vom Jahre 1962, die für St. 37 drei Reibungskoeffizienten vorsehen:

$\mu = 0,45$ für sandgestrahlte oder geflämte Flächen,

$\mu = 0,35$ für gebürstete, ungestrichene Flächen,

$\mu = 0,25$ für ungereinigte Flächen (bei Ersatz von Nieten durch HV-Schrauben).

Aufschlußreich sind auch die in [4] enthaltenen Versuchsergebnisse über das «Aufknöpfen» von Verbindungen mit langen Schraubenreihen. Der Abfall der Tragfähigkeit ist kleiner als man erwarten sollte. Die gemessenen Gleitun-

gen sind hierbei kleiner als das Spiel von $1\frac{1}{2}$ mm zwischen Schraubenschaft und Lochdurchmesser. Es drängt sich bei Betrachtung der Unterschiede zwischen Versuchen auf Stahl A 7 mit Reibungsbeiwerten von $\mu = 0,35—0,40$ und den Versuchen auf härterem Stahl A 440 mit Reibungsbeiwerten von $\mu = 0,30$ bis $\mu = 0,32$ die Frage auf, ob sich diese Ergebnisse auch auf die in Europa üblichen Verhältnisse übertragen lassen.

Auch die Tragfähigkeit der HV-Verbindungen bei Ermüdungsbeanspruchung kommt in einigen Beiträgen zur Sprache [5, 7, 8]. In [8] wird geschlossen, daß der Reibungsbeiwert und die Zahl der Schrauben in der Krafrichtung die Ermüdungsgrenze maßgebend beeinflussen. Bei niedrigen Reibungsbeiwerten ist dies erklärlich, da dann durch das «Voreinbinden» der Kraft die Lochschwächung nur ungenügend gedeckt wird; die Begründung des Einflusses der Schraubenzahl ist aus den Unterlagen nicht ersichtlich, da die Abmessungen der Probekörper nicht angegeben sind.

Abschließend sei zusammengefaßt, daß die eingereichten Beiträge viel Wertvolles zur Abklärung noch offener Fragen enthalten, jedoch gemeinsam mit den Mitteilungen der Erfahrungen aus der Praxis neue Probleme aufgeworfen haben. Die HV-Verbindung hat sich als fortschrittliches Hilfsmittel des Stahlbaues praktisch bewährt; die noch offenen theoretischen Fragen sollten raschestens durch Gemeinschaftsarbeit gelöst werden.

Schrifttum

1. AURNHAMMER: «HV-Verbindungen, Überlegungen, Beobachtungen, Versuche.»
2. BEER, WALLNER: «Beitrag zur Wandersicherheit von HV-Verbindungen.»
3. CARPENTIER, ALEMANY: «Experience française des boulons à haute résistance.»
4. FISCHER, RAMSEIER, BEEDLE: "Strength of A 440 Steel Joints fastened with A 325 Bolts."
5. GOFFI: «L'emploi des boulons à haute résistance dans la construction métallique; leur comportement par rapport aux sollicitation alternées.»
6. HIDEYUKI, TAKEO: "Experiment on Tensile Joints using High-Strength Bolts."
7. KONISHI: "Studies on application of high strength bolted joints to bridges."
8. TOMONAGA, TAJIMA: "The use of High-Strength Bolted Joints in Railway Bridges."
9. Sowjetische Normen für Stahlbauten, SNiP II-B3-62, Moskau 1963.
10. WEISS, WALLNER: «Die HV-Schraube unter Zugbelastung.» Stahlbau Rundschau 1963, H. 24, S. 15—22.
11. ŠEDIVEC: Versuchsanstalt für Verkehrswesen, Prag, Bericht Nr. 2 15. 16 (1964).
12. GENIEV: «Über die Berechnung von Flanschverbindungen» in Woprosy besopasnosti i protschnosti strojitelnych konstrukcij, Moskau 1954, Seiten 52—65.
13. DOUTY: "Discussion on Rivets and High-Strength Bolts." A. Symposium. ASCE Transactions Vol. 126 (1961) I, Paper 3241, Seiten 719—726.
14. PETŘÍK: Versuchsanstalt für Bauwesen der Technischen Hochschule Prag, Bericht Nr. 1470/64 vom 22. 5. 64.

Zusammenfassung

An Hand der 9 eingereichten Beiträge wird über die Wahl des Schraubens-
stahles, die Größe und Art der Vorspannung, die Berechnung von Zug- und
von eigentlichen Reibungsverbindungen diskutiert. Es wird an Hand eigener
Versuchsergebnisse mit Zugschrauben auf den bisher wenig beachteten Ein-
fluß der Beschaffenheit der Blechoberfläche hingewiesen.

Summary

On the basis of the nine papers which were presented, the author discusses
the questions of the choice of the steel for the bolts, the magnitude and the
application of the prestress, together with the design of assemblies subjected
to tensile stresses and assemblies by actual friction. Tests carried out by the
author with bolts under tension make it possible to reveal the importance,
which has not hitherto been greatly studied, of the state of the surface of the
sheet steel.

Résumé

Sur la base des neuf contributions qui ont été présentées, l'auteur discute
les questions du choix de l'acier des boulons, de la grandeur et de la mise en
œuvre de la précontrainte ainsi que du calcul des assemblages travaillant à la
traction et des assemblages par frottement proprement dits. Des essais effec-
tués par l'auteur avec des boulons tendus permettent de faire ressortir l'import-
tance, jusqu'à présent peu étudiée, de l'état de surface des tôles.

Ib3

High Strength Bolting in the U.S.A.

L'assemblage par boulons haute résistance aux U.S.A.

Die HV-Schrauben in den USA

JOHN W. FISHER

Research Assistant Professor of Civil Engineering,
Lehigh University Bethlehem,
Pennsylvania

LYNN S. BEEDLE

Research Professor of Civil Engineering,
Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania

Design Concepts in the U.S.A.

The original application of high-strength A 325 bolts in the U.S.A. was based upon friction-type joints only. The first specification in 1951 merely permitted the substitution of a like number of bolts for hot-driven rivets [1].

It is well known that friction-type joints are dependent on proper bolt tension and an adequate coefficient of friction. In the U.S.A. the faying surfaces are usually only clean mill scale, and numerous tests of A 7 steel joints have indicated that a slip coefficient of 0.35 is representative of values encountered in actual construction. Because of higher labor costs in the U.S.A. it is considered uneconomical to increase the slip coefficient by treating the faying surfaces. Generally it is less expensive to use a larger joint with more bolts. The recent introduction of the higher strength A 490 bolt [2] will allow the use of smaller joints because of higher clamping force per bolt; thus it can be expected that there will be even less of a tendency to make use of special faying surface treatments.

The concept of a bearing-type connection was first introduced when the specification was revised in 1954. At that time, the omission of paint was required to apply only to joints subjected to stress reversal or vibration, or where joint slippage would be undesirable. Tests conducted at the University of Washington had shown that painting the faying surfaces substantially reduced the slip coefficient [3]. It was recognized that many joints were erected in bearing and that slippage was not a problem. Movement of the connected parts bringing the bolts into bearing against the sides of the holes was in no way detrimental to the strength or shape of the structure. Also, the cost of leaving contact surfaces bare was estimated to cost \$.10 to \$.15 per bolt used and was time consuming during fabrication.

In the 1960 revision of the Specification of the Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints a clear distinction was made between friction-type and bearing-type connections. Up to this time the greater shear strength

of the high-strength bolt was not recognized. In 1960, the stresses used to proportion bearing-type connections were increased when threads were excluded from the shear planes. Thus, the allowable stresses used in friction-type joints reflect the ability of the joint to resist slip whereas the values for the bearing-type joint reflect the shearing strength of the bolt.

The allowable "shear stresses" used to proportion friction-type joints correspond to a factor of safety against slip of 1.40 under gravity and live loads. It is recognized that the bolts are not actually stressed in shear nor is bearing a consideration in friction-type connections. However, it is convenient to specify an allowable "shear" stress in order that proportioning of friction-type connections may be carried out using the same well-established methods as are used in the design of riveted joints.

Allowable stresses for bearing-type connections are based on the ultimate shear strength of the fastener. Extensive tests of large A 7 and A 440 steel joints have shown that the factor of safety varies from about 3.3 for short connections down to 2.2 for joints up to 50 inches long [4, 5]. In bearing-type joints, even though the bolts are tightened so that friction may carry the working load, frictional resistance is not required and the design is properly based on the shearing strength of the bolts.

Experience with Bolted Connections

1. Fatigue Tests of Joints Connected by A 325 Bolts without Washers

During the past few years a number of fatigue tests on bolted lap splices were conducted at the University of Illinois [6]. These tests included specimens designed for extreme conditions: oversized holes, no washers, and in most cases, minimum clamping was employed. When the turn-of-nut method was used to preload the bolt none of the specimens failed until at least 2.4×10^6 cycles were applied at a 0—30 ksi stress cycle. This was true even though a number of the specimens slipped into bearing during the first cycle of loading.

One specimen with no washers and oversized holes ($1/8$ -in. instead of $1/16$ -in.) slipped into bearing during the first cycle of loading and ran 3×10^6 cycles at 0 to 30 ksi without failure.

2. Relaxation Tests of A 325 and A 490 Bolts

Relaxation tests to determine loss of clamping force with time were also conducted by the University of Illinois on high-strength bolts [6]. There was no difference in bolt load for bolts with $1/16$ -in. oversize holes whether or not a washer was under the bolt head. The maximum relaxation after 90 days was about 5% of the initial tension when no washers were used. Most of this small loss generally occurred during the first day. Measurement on bolts

tightened by the turn-of-nut method in test joints agreed with these special relaxation tests [5]. Even after 10 months, elongation measurements indicated no significant additional relaxation other than what occurred immediately after the initial tightening.

As a result of these studies, washers are no longer required under the turned element when A 325 bolts are installed by the turn-of-nut method. They are used under the turned element to minimize irregularities in the torque-tension relationship when bolts are tightened by the calibrated wrench method.

The use of washers in the U.S.A. practice is specified in order to provide a non-galling surface under the part turned in tightening as tests have shown they only play a minor role in distributing pressure due to bolt tension.

3. Static Tests of A 7 and A 440 Steel Joints

Numerous tests of connections of structural carbon steel connected by high-strength bolts have indicated that for clean mill scale a slip coefficient of 0.35 is representative [3, 4, 5, 7]. Neither length nor width was found to appreciably affect the slip resistance [5]. Reference [8] reported similar results.

Tests at Lehigh University on A 440 high-strength steel connected by A 325 high-strength bolts showed a slight decrease in the mean slip coefficient [10]. More recently, tests of A 440 steel connections connected with the higher-strength A 490 bolt have given a slip coefficient slightly higher than that reported in Ref. [10]. The tests are too few to give conclusive results; however, the indication is that the higher clamping force of the A 490 bolt may improve the slip coefficient. A few constructional alloy steel joints connected by A 325 or A 490 bolts were also tested at Lehigh and have yielded similar results.

Recently a theoretical solution was developed for the unequal distribution of load among the bolts in double-lap tension splices which have non-linear behavior [11]. Analytical studies supported by tests have shown that an increase in net plate area increases the average shear strength of the fasteners in the longer joints. Fig. 1 summarizes the analytical and experimental findings.

4. Joint Movements in a Railroad Bridge

During the summer of 1959 an investigation was undertaken in conjunction with the through-truss bridge for the Michigan Central Railroad near Chicago, Illinois. A cooperative investigation by the Association of American Railroads Research Laboratory and the University of Illinois was initiated at the time of fabrication. Initial readings were taken in the fabrication yard during final assembly and reaming. Additional readings were taken after erection and at periodic intervals thereafter. The readings were taken at all joints of one truss. The bolts were installed by the turn-of-nut method.

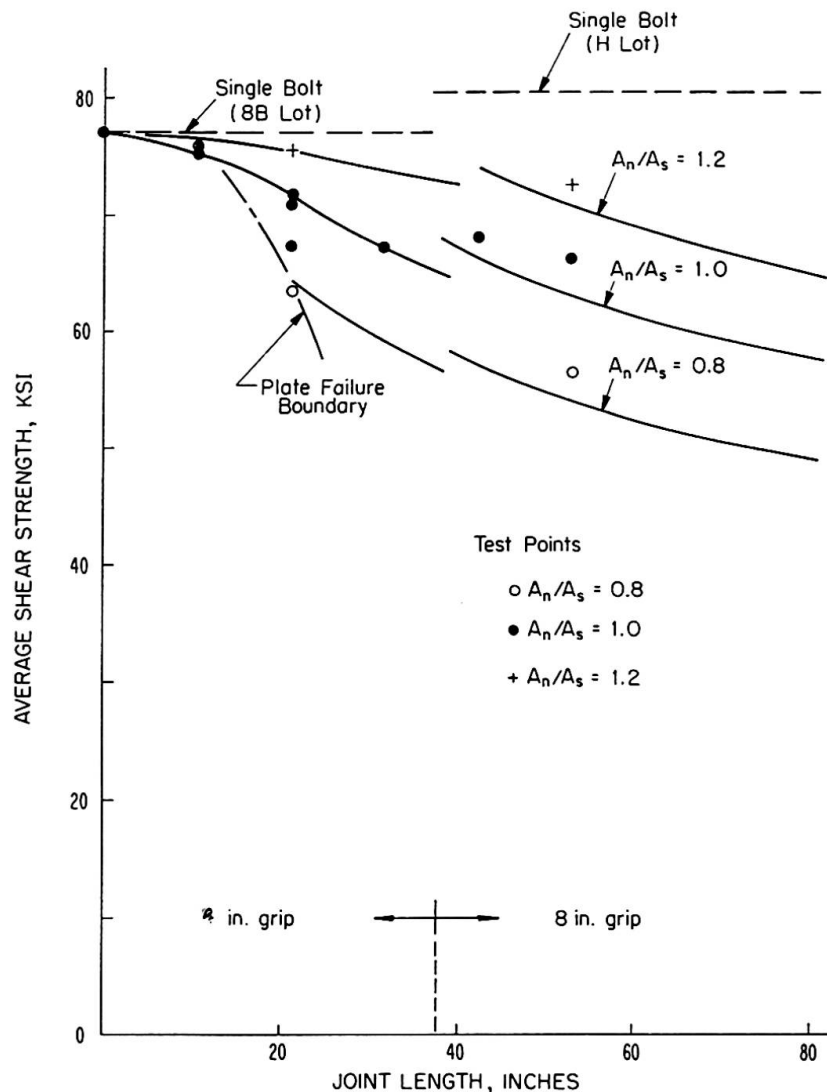


Fig. 1. Summary of Analytical and Experimental Results for A 325 Bolts in A 440 Steel Joints.

Reference [12] presents the results of the measurements which were conducted over a 3½-year period. In general, this study has shown that little if any change has occurred in the structure. During erection, movements up to 1/16-in. were noted in random directions. Joint movements measured over 3 years of service averaged only 0.002-in. and were so small that experimental techniques could have caused the variation. No significant change in camber has occurred. The erection movements were random in direction and magnitude and did not always coincide with the direction of dead load stressing [12].

5. Tests of Bolted Steel Moment Connections

Three identical beam splices with lap connections were tested in a project at Cornell University [13]. The bolts were designed on the basis of 22 ksi

shear stress as permitted in bearing-type connections. None of the connections slipped below the working load P_w and all of the connections developed the full plastic moment of the gross section and showed satisfactory deformation characteristics. A similar test at Cambridge University with the bolts designed for 30 ksi shear stress also developed the full plastic moment [14].

Installation of High-Strength Bolts

Early U. S. specifications stated the well-known formula relating torque to bolt tension and listed a table of torque-tension values [1]. However, a number of later studies indicated that such relationships are unreliable because of the great variability of thread condition, surface conditions under the nut, lubrication and other factors that use up the torque energy without inducing tension in the bolt.

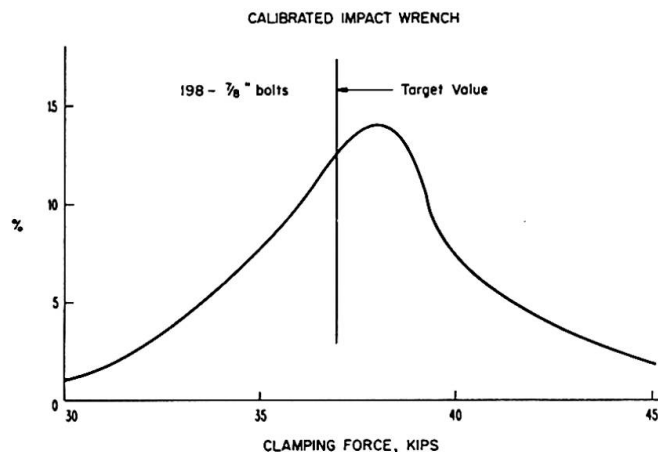


Fig. 2. Histogram of Internal Bolt Tension.

Studies at Northwestern University in 1946 [15] and at the University of Missouri in 1955 [16] have shown that the standard deviation of torque was about 15%. Bolt tension based on applied torque could vary as much as $\pm 30\%$ from the average of a group of similar bolts as shown in Fig. 2 [16]. This is considerably above the 5% mentioned by Messrs. TOMONAGA and TAJIMA [8]. The 15% value is considered to be realistic for installation conditions in the U. S. The torque relationship becomes especially erratic when bolts are tightened into the inelastic range and the threads begin to deform. In addition, installation costs are high for the torque wrench method of installation and with the large diameter A 325 bolts and the new A 490 bolt considerable torque is required to preload the bolt.

Two methods of controlling bolt tension are recommended by the Research Council — the calibrated wrench and the turn-of-nut method. The calibrated

wrench method is essentially a torque control and success depends on using a hardened washer under the nut in order to limit the variation of friction between the underside of the nut and the gripped material. The wrench is usually calibrated in a hydraulic calibrator as shown in Fig. 3.

A number of factors led to the turn-of-nut method. As noted earlier, tests have indicated that bolts suffer no injury when tightened into their inelastic region. Secondly, bolts actually were being tightened far above their proof load due to faulty torque wrench inspection without any noticeable ill effect.

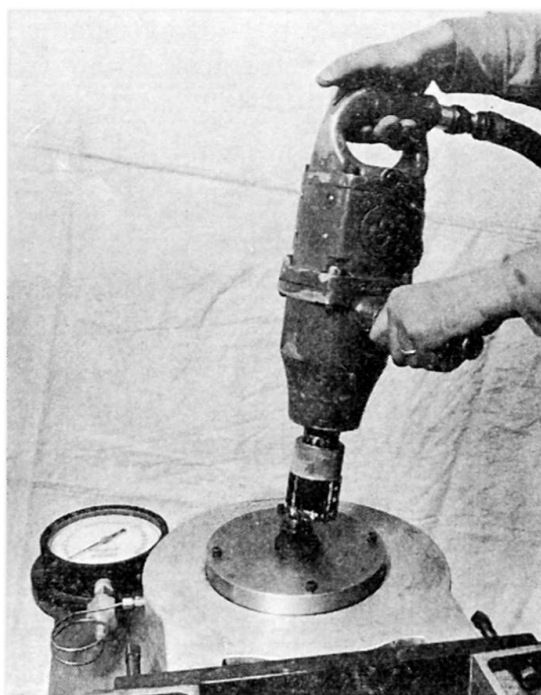


Fig. 3. Hydraulic Calibrator for Torqued Installation.

The turn-of-nut method utilizes a strain control and therefore is ideally suited to controlling tightening in the inelastic range. The procedures currently in use have shown that a uniform tension is achieved because relatively large variations in bolt elongations cause only minor variations in tension since the load-elongation curve is reasonably flat [17].

Numerous tests including those summarized by Dr. THÜRLIMANN in the Final Report of 6th Congress [18] have shown that the inelastically loaded bolts have performed well. In fact, hardened washers were once required under both the head and nut of A 325 bolts in order to provide a consistent torque relation, to prevent galling of the structural material and to prevent bolt relaxation. Tests have now shown that the washer is not needed for the last two reasons and since the turn-of-nut is a strain control rather than a torque control, no washers at all are required when this method of tightening is used for A 325 bolts [2].

References

1. Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation: "Specifications for the Assembly of Structural Joints Using High-Strength Steel Bolts", 1951.
2. Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation: "Specifications for Structural Joints Using ASTM A 325 or A 490 Bolts", March 1964.
3. D. D. VASARHELYI, S. Y. BEANO, R. B. MADISON, Z. A. LU and U. C. VASISHTH: "Effects of Fabrication Techniques". Transactions ASCE, Vol. 126, Part II, 1961, pp. 764—796.
4. R. T. FOREMAN and J. L. RUMPF: "Static Tension Tests of Compact Bolted Joints". Transactions, ASCE, Vol. 126, Part II, 1961, pp. 228—254.
5. R. A. BENDIGO, R. A. HANSEN and J. L. RUMPF: "Long Bolted Joints". Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST 6, December 1963.
6. E. CHESSON, Jr. and W. H. MUNSE: "Studies of the Behavior of High-Strength Bolts and Bolted Joints". University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin 469, 1964.
7. R. A. HECHTMAN, D. R. YOUNG, A. G. CHIN and E. R. SAVIKKO: "Slip of Joints Under Static Loads". Transactions, ASCE, Vol. 120, 1955, pp. 1335—1352.
8. K. TOMONAGA and J. TAJIMA: "The Use of High-Strength Bolted Joints in Railway Bridges". Preliminary Publications, 7th Congress IABSE, 1964, pp. 379—385.
9. L. CARPENTIER and B. ALEMANY: «Expérience française des boulons à haute résistance». Preliminary Publications, 7th Congress IABSE, 1964, pp. 397—405.
10. J. W. FISHER, P. O. RAMSEIER and L. S. BEEDLE: "Strength of A 440 Steel Joints Fastened with A 325 Bolts". Publications, IABSE, Vol. 23, 1963, pp. 135—158.
11. J. W. FISHER and J. L. RUMPF: "The Analysis of Bolted Butt Joints". Fritz Engineering Laboratory Report No. 288.17, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 1964.
12. E. CHESSON, Jr.: "Joint Behavior of a Bolted Railway Bridge During Erection and Service, SRS No. 284". University of Illinois, Urbana, Illinois, 1964.
13. R. T. DOUTY and W. MCGUIRE: "High-Strength Bolted Connections with Applications to Plastic Design". Preliminary Publications, 7th Congress, IABSE, 1964, pp. 565—576.
14. L. G. JOHNSON, J. C. CANNON and L. A. SPOONER: "High Tensile Preloaded Joints". British Welding Journal, September 1960, p. 560.
15. G. A. MANEY: "What Happens When a Bolt is Twisted Off?". Fasteners, Vol. 3, No. 4, 1946.
16. A. PAUW and L. L. HOWARD: "Tension Control for High-Strength Structural Bolts". Proceedings, AISC, 1955, pp. 13—21.
17. J. L. RUMPF and J. W. FISHER: "Calibration of A 325 Bolts". Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST 6, December 1963, pp. 215—234.
18. B. THÜRLIMANN: "Research on Large Compact Joints With High Strength Steel Bolts". Final Report 6th Congress IABSE, 1960, pp. 191—201.

Summary

Current design concepts in the U. S. are discussed. Two types of connections are used: friction-type and bearing-type. The friction-type connection reflects the ability of the joint to resist slip whereas the bearing-type connec-

tion reflects the ultimate strength of the joint. Experience with bolted connection in the laboratory and in the field is summarized. Finally, the factors which have led to currently used installation procedures are discussed.

Résumé

Les auteurs exposent les principes de calcul actuellement appliqués aux Etats-Unis. Deux sortes d'assemblages sont utilisés: type «friction» et type «pression latérale». L'assemblage à friction correspond à la capacité qu'a l'assemblage de résister au glissement tandis que le type «pression» correspond à sa résistance limite. On décrit succinctement des essais effectués avec des assemblages boulonnés au laboratoire et dans la pratique; pour finir, on indique les facteurs dont la prise en considération a mené à l'adoption des méthodes actuellement suivies dans la mise en place des boulons HR.

Zusammenfassung

Es werden die in den USA allgemein üblichen Bemessungsgrundlagen besprochen. Zwei Arten von Verbindungen sind gebräuchlich: die Reibverbindungen, deren Tragwirkung auf der Verhinderung des Gleitens beruht, sowie die «bearing-type»-Verbindungen, bei denen die Bruchlast (Scherfestigkeit des Schraubenschaftes oder Lochleibungsdruck) maßgebend ist. Des weiteren wird ein zusammenfassender Überblick gegeben über Laboratoriumsversuche und Erfahrungen im Betrieb mit geschraubten Verbindungen. Am Schluß werden noch diejenigen Faktoren erwähnt, welche zu den allgemein üblichen Einbauverfahren führten.

IIb4

Discussion - Discussion - Diskussion

Friction-Grip-Bolts (High Strength Bolts)¹⁾

Boulons à haute résistance

HV-Schrauben

O. A. KERENSKY

C.B.E., B. Sc., M.I.C.E., M.I. Struct. E., London

We can, I believe, accept as generally agreed that:

1. A "turn of the nut" method is the best.
2. Bolts should be tensioned into plastic region and properly designed for this purpose.
3. Very high strength bolts are generally economic.
4. Conservative coefficients of friction should be adopted, to allow for site conditions as against laboratory ones.
5. Washers are not required under the head.

Ultimate reliance on friction bolts as shear pegs is permissible only when the hole is not more than about 1 mm greater than the shank of the bolt. With *waisted bolts* the holes are about 6 mm larger and the slip of such amount could not normally be tolerated.

Shear bolts should be close tolerance ones tightened to near yield stress to prevent corrosion between faying surfaces and of the bolt itself.

Today, the principal problem with grip bolted joints is corrosion and not tightening.

Briefly the problems are:

1. If faying surfaces are to be left unpainted, what is the best method of protecting them from (I) paint during fabrication, and (II) corrosion during fabrication, erection and in service.
2. Tests in England have shown that frictional resistance of cleaned surfaces can be diminished by 15% to 20% after weathering; should all surfaces in contact be cleaned immediately prior to bolting up.
3. If faying surfaces are left unpainted, corrosion can set in during the life of the structure, as was the case with rivets. Such corrosion would tend to tear the bolted parts apart and thus induce additional tensile stresses

¹⁾ See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», IIb, p. 363.

in the tensioned bolts, possibly breaking them. Obviously, what we need is an adhesive protective substance.

4. Bolts themselves are very susceptible to corrosion. The shank and the head can be protected prior to use, but the nut gets punished by tightening and may have very sharp edges. Normal painting is not very effective and special treatments after tightening are required.

It would be valuable to collect as much information as possible on the long term behaviour of bolts and flaying surfaces. . . . In this respect co-operation with the International Union of Railway Offices for Research and Experiments should be established as soon as possible to avoid any duplication of research efforts.

Summary

The techniques of using friction grip bolts seems to have been solved and the main problem today is the treatment of surfaces in contact to obtain best coefficients of friction and to prevent corrosion during fabrication and, what is more important, during the life of the structure.

Résumé

Il semble qu'on est parvenu à maîtriser les techniques d'emploi des boulons haute résistance et que le principal problème, aujourd'hui, soit celui du traitement des surfaces de contact en vue d'obtenir les coefficients de frottement optimaux et de prévenir la corrosion pendant la construction ainsi que, ce qui est plus important, durant toute la vie de l'ouvrage.

Zusammenfassung

Die Technik der Anwendung von hochfesten Schrauben scheint heute gelöst zu sein; das Hauptproblem besteht noch in der Behandlung der Kontaktflächen zur Erreichung günstiger Reibungskoeffizienten unter Verhinderung der Korrosion während der Herstellung und, was noch wichtiger ist, im Betrieb.

IIc1

Diskussion - Discussion - Discussion

Schweißen und Kleben¹⁾

Welding and Gluing

Soudage et collage

CURT F. KOLLBRUNNER

Zollikon, Schweiz

I. Schweißen

Nach FALTUS [1] verlangt die neueste Entwicklung der Schweißtechnik eine Vergrößerung der Schweißgeschwindigkeit. Sie bedingt den größtmöglichen Ersatz der Handschweißung durch automatische oder halbautomatische Methoden. Für den Stahlbau werden in Zukunft die halbautomatischen Methoden die wichtigste Rolle spielen. Dabei ist hier die erfolgversprechendste Schweißart die Lichtbogenschweißung mit CO₂ als Schutzgas.

NEUMANN [2] behandelt die Gesichtspunkte der Herstellungs-Technologien, die Fragen des Einsatzes und der Schweißzeiten der Hochleistungs-Schweißverfahren. Der Bericht zeigt die Vorteile der Anwendung von Hochleistungs-Schweißverfahren für die Stahlkonstruktionen. Die CO₂- und die ES-Schweißung (Elektro-Schlacke-Schweißung) erhalten mit der Zeit für den Stahlbau größere Bedeutung als die E-Schweißung (Lichtbogen-Hand-Schweißung) und die UP-Schweißung (Unterpulver- oder Ellira-Schweißung).

TANAKA und HASEGAWA [3] zeigen den großen Fortschritt der automatischen Schweißung im Stahlbrückenbau in Japan. Gegen 50% der Schweißnähte wurden bei der Kisogawabrücke in vollautomatischer Schweißung und ca. 40% in halbautomatischer Schweißung ausgeführt.

* * *

Das heutige Bestreben geht dahin, die Fertigung der Stahlkonstruktionen sowohl in der Werkstatt wie auch auf der Montage zu rationalisieren. Damit gewinnt die Automation der Schweißtechnik eine stetig wachsende Bedeutung. — Mit der Automation erhält man:

¹⁾ Siehe «Vorbericht» — see «Preliminary Publication» — voir «Publication Préliminaire», IIc, p. 431.

1. Rascheren Arbeitsfortschritt (d. h. eine größere Leistung).
2. Gleichmäßige Schweißnähte.
3. Größtmögliche Unabhängigkeit von den Ausführenden.

Der raschere Arbeitsfortschritt läßt sich durch eine Verringerung der Nebenzeiten wie auch durch höhere spezifische Leistung des Verfahrens erreichen. Die Verringerung der Nebenzeiten hängt von den verwendeten Vorrichtungen wie auch der Stückzahl, die zu einer Serie zusammengefaßt werden kann, ab. Dabei muß von Anfang an festgelegt werden, ob vollautomatisch oder halbautomatisch geschweißt werden soll. Diese Festlegung kann selbstverständlich nur durch einen Fachmann und langjährigen Praktiker erfolgen.

Bei einem maschinellen Schweißverfahren können, je nach Automationsgrad, die Einstelldaten mehr oder weniger konstant gehalten werden. Man erhält somit nicht nur einen rascheren Arbeitsfortschritt, sondern auch die Gewährleistung gleichmäßiger Arbeit.

Die höhere spezifische Leistung ist im wesentlichen abhängig von der Stromdichte, das heißt von der Stromstärke in bezug auf den Querschnitt des zu verschweißenden Drahtes. Diese ist jedoch größer, je weniger lang das freie Drahtende gehalten werden kann. Der Stromübergang auf den Schweißdraht soll daher erst kurz vor der Schweißstelle stattfinden.

Die Aufteilung der automatischen Schweißverfahren kann in zwei Gruppen erfolgen. Bei der ersten Gruppe werden Verbrennungsprodukte zur Abschirmung des Lichtbogens gegen schädliche Bestandteile der Atmosphäre benutzt, die von schlacke- und gasbildenden Pulverbestandteilen herrühren. Zu den bekanntesten Vertretern gehören die Unterpulver- und die Netzmantelschweißung. — Zur zweiten Gruppe gehören die Schutzgasverfahren, bei denen, wie der Name sagt, der Bereich von Lichtbogen und Schweißbad durch ein Schutzgas gegen die schädlichen Bestandteile der Luft abgeschirmt wird.

Bei den Schutzgasschweißungen diente ursprünglich ein Edelgas, das heißt ein einatomiges Gas, als Abschirmer. Auch heute wird beim Verschweißen hochlegierter Werkstoffe ein Edelgas verwendet. — Der hohe Preis eines solchen Gases kann jedoch für normale Stahlkonstruktionen nicht verantwortet werden. — Die durchgeführten Versuche wie auch die erzielten Erfolge führten zur Entwicklung und Weiterverbesserung der Lichtbogenschweißung mit CO_2 als Schutzgas. Allerdings waren der weiteren Verbreitung der Schutzgasschweißung mit CO_2 nach den bisher üblichen Verfahren der Lichtbogentechnik, bedingt durch charakteristische Eigenschaften, Grenzen gesetzt. Seit ca. drei bis vier Jahren findet jedoch die Schutzgasschweißung unter CO_2 durch die Kurzschluß-Lichtbogentechnik eine Erweiterung über den früher begrenzten Bereich hinaus. Heute können auch Blechdicken unter 4 mm verschweißt werden.

Die CO_2 -Schweißung gewinnt mehr und mehr an Boden gegenüber der

Unterpulverschweißung. Sie besitzt den Vorteil, daß der Schweißvorgang direkt beobachtet werden kann, was bei der Unterpulverschweißung nicht der Fall ist, wird doch das Schweißgut vom schützenden Pulver verdeckt. Außerdem weist die Schutzgasschweißung gegenüber der Unterpulver- oder Netzmantelschweißung geringere Wärmespannungen auf.

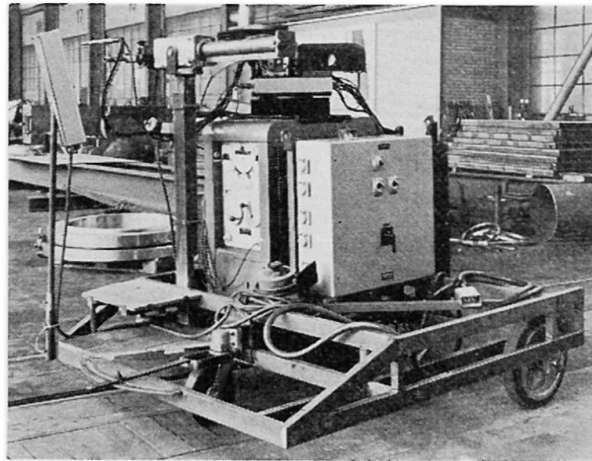


Fig. 1. Prototyp der CO₂-Schutzgas-Schweißapparat.

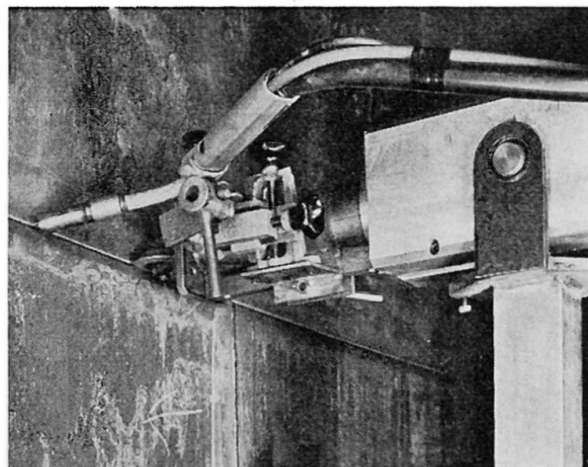


Fig. 2. Apparatur eingestellt für vollautomatisches Schweißen einer Horizontalnaht (Detailaufnahme).

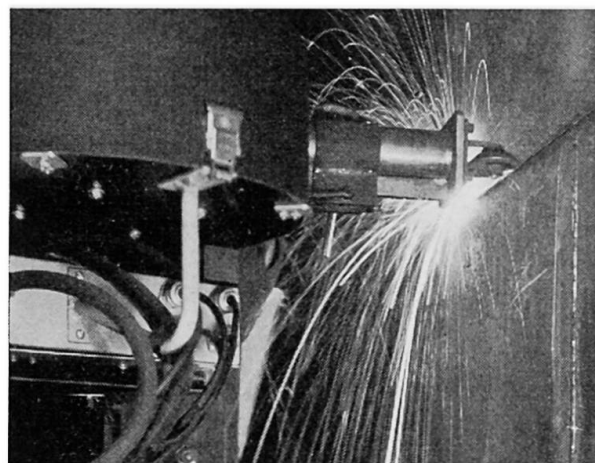


Fig. 3. Vollautomatisches Schweißen einer Horizontalnaht (Detailaufnahme).

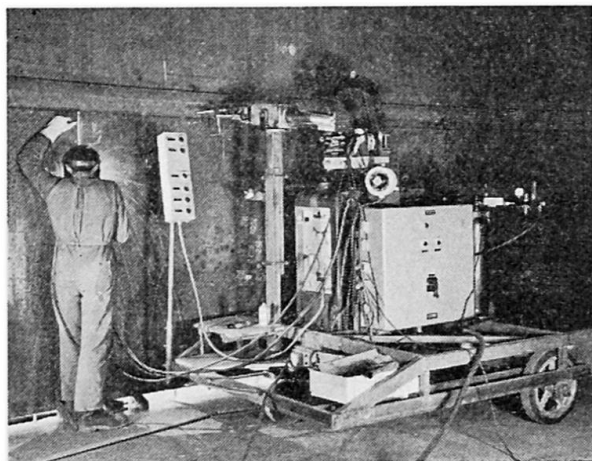


Fig. 4. Halbautomatisches Schweißen einer Vertikalnaht.

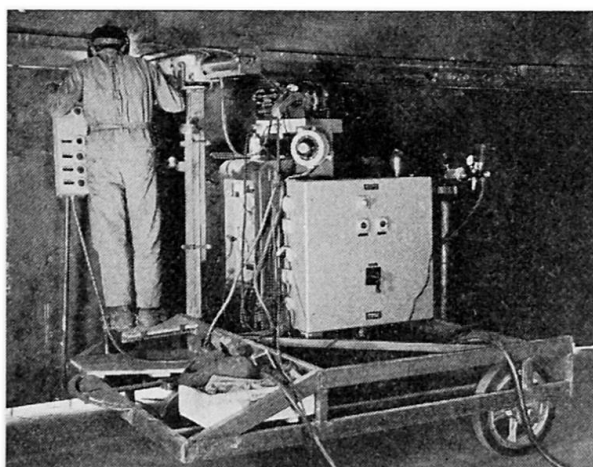


Fig. 5. Vollautomatisches Schweißen einer Horizontalnaht.

Bis vor kurzem wurde die Schutzgasschweißung ausschließlich in wettergeschützten Räumen angewendet. An windausgesetzten Orten war die Regelmäßigkeit der Gaszuführung, welche die Reinheit und Zuverlässigkeit der Schweißung bestimmt, nicht 100%ig gewährleistet. Verbesserte Anlagen erlauben heute jedoch die Verwendung des CO_2 -Schutzgasverfahrens auch im Freien, das heißt auf der Montage. — Hier soll nur an die durch die AG Conrad Zschokke, Schweiz, entwickelten Zusatzgeräte für den Bau großer Stehtanks erinnert werden. (Fig. 1 bis 5).

II. Kleben

AURNHAMMER [4] gibt Kenntnis verschiedener Versuche der Deutschen Bundesbahn mit aufgeklebten Schienenstützungen. Währenddem frühere Vorversuche andeuteten, daß die Scherfestigkeit je Flächeneinheit geklebter Stahlverbindungen mit zunehmender Klebelänge abnimmt und daß die Dauerfestigkeit, besonders bei größeren Flächen, erheblich hinter derjenigen bei ruhender Belastung zurückbleibt, haben die neuen Versuche die Zuverlässigkeit des Aufklebens bei Verwendung geeigneter Kunstharzkleber ergeben.

PAULL [5] behandelt die geklebten Stöße im Metallbau und bespricht eine Serie von Versuchen, währenddem SZÉPE und PLATTHY [6] die Berechnung der Tragfähigkeit von Klebverbindungen angeben. Sie zeigen, daß es zur Dimensionierung solcher Verbindungen unerlässlich ist, die Scherspannungsverteilung in der Klebschicht zu kennen, um daraus die Tragfähigkeit berechnen zu können. Sie zeigen, wie die Spannungsverteilung und die Tragfähigkeit geklebter Verbindungen in guter Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen berechnet werden können.

* * *

Bei den Stahlbauverbindungen entstehen durch Niete und Schrauben punktförmige, durch Schweißnähte linienförmige, durch hochfest vorgespannte Schrauben flächige Lastüberleitungen, letztere mit den geringsten Spannungsspitzen und der höchsten Schubfestigkeit. Die Klebeverbindungen können eine ähnliche Aufgabe wie die HV-Schrauben übernehmen. Es gelang, die Scherfestigkeit der Verbindungen dadurch zu erreichen, daß an Stelle der Klemmkraft durch HV-Schrauben ein Kleber von entsprechender Scherfestigkeit den Gleitwiderstand bewirkt [7].

Trotzdem die Entwicklung der Klebtechnik im Stahlbau vor ca. zehn Jahren begann und bald zur Ausführungsreife führte, glauben vorausblickende Stahlbaukonstrukteure nicht daran, daß die Klebtechnik in den nächsten zwanzig Jahren die Schweißtechnik verdrängen kann. — Wohl ist das Nieten größtenteils durch das Schweißen ersetzt worden. Eine gleiche Parallele kann jedoch nicht betreffend Schweißen und Kleben gezogen werden. Ohne als rückständig beurteilt zu werden, kann festgehalten werden, daß die moderne Schweißung auch für die nächsten Jahrzehnte das beste Verbindungsmittel für die Stahlbauten ist.

Ob schon in nächster Zukunft gewisse Verbindungen in vermehrtem Maße durch Kleben ausgeführt werden, hängt von den noch durchzuführenden Versuchen und den gewonnenen Erkenntnissen und Erfahrungen mit ausgeführten Konstruktionen ab.

* * *

Mit den Artikeln für das Thema «Schweißen und Kleben» (IIc) im Vorbericht wurde viel Neues festgehalten, Neues, das in kurzer Zeit durch noch Neuere überholt sein wird. Denn wir leben in einer Zeit des Umbruchs, in einer Zeit, wo vor zehn Jahren Gültiges schon nicht mehr gültig ist, in einer Zeit, wo die neuesten Tatsachen und Theorien, die durch Versuche bewiesen sind, ihre Allgemeingültigkeit rasch erhalten, in einer Zeit der Entwicklung, Weiterforschung, Weitervervollkommnung und Standortbestimmung; wobei wir für diese Standortbestimmung stets an die Zukunft denken müssen.

Schrifttum

1. F. FALTUS: «Neuere Schweißverfahren für Hoch- und Brückenbau.» Siebenter Kongreß IVBH. Vorbericht, S. 431.
2. A. NEUMANN: «Hochleistungsgeschweißte Stahlkonstruktionen.» Siebenter Kongreß IVBH. Vorbericht, S. 441.
3. G. TANAKA und S. HASEGAWA: "Nearly 90 % Mechanised Bridge Welding." Siebenter Kongreß IVBH. Vorbericht, S. 457.
4. G. AURNHAMMER: «Versuche und Erfahrungen mit Stahl-Klebeverbindungen.» Siebenter Kongreß IVBH. Vorbericht, S. 467.
5. J. W. PAULL: "Glued Metal Joints." Siebenter Kongreß IVBH. Vorbericht, S. 483.
6. F. SZÉPE und P. PLATTHY: «Berechnung der Tragfähigkeit von Klebverbindungen.» Siebenter Kongreß IVBH. Vorbericht, S. 489.
7. G. TRITTLER: «Klebverbindungen im Ingenieurbau. Neue Entwicklungen der Verbindungstechnik im Stahlbau». VDI-Zeitschrift, Bd. 105, Nr. 8, S. 325, März 1963.

Zusammenfassung

Das Schweißen wird immer mehr halbautomatisch oder automatisch ausgeführt. Die Schutzgasschweißung unter CO_2 steht für die nächste Zukunft im Vordergrund.

Beim Kleben wurden große Fortschritte erzielt. Um das Kleben jedoch vermehrt im Stahlbau anzuwenden, müssen noch zusätzliche Versuche durchgeführt und Erfahrungen mit ausgeführten Konstruktionen gesammelt werden.

Summary

Developments in welding processes are showing an increasing tendency towards semi-automatic or automatic processes. Shielded arc-welding with CO_2 will predominate in the immediate future.

Glued metal joints are making considerable progress. In order to enable this process to be adopted more often in structural steel engineering, further tests should be made and experience gained on structures already in existence should be taken into consideration.

Résumé

Pour le soudage, on applique de plus en plus les procédés semi-automatique ou automatique. Dans l'avenir, le soudage sous protection de CO_2 sera prédominant.

Des progrès considérables ont été constatés dans la technique du collage. Afin de permettre d'utiliser ce procédé plus souvent pour la construction métallique, il est nécessaire de faire encore des essais et de tenir compte des expériences faites sur les ouvrages en service.

II d 1

Discussion - Discussion - Diskussion

Fatigue Life of Structural Members¹⁾

Résistance à la fatigue des éléments de construction

Ermüdungserscheinungen von Konstruktionsteilen

JOHN W. FISHER

Research Asst. Professor, Lehigh University,
Bethlehem, Pa., U.S.A.

IVAN M. VIEST

Structural Engineer, Bethlehem Steel Co.,
Bethlehem, Pa., U.S.A.

The question has been raised by the General Reporting Member for Theme II [1] that the tests undertaken in Germany on drilled test bars [2] cast doubt on the hypothesis "that the endurance limit does not depend, in the interesting range, on the ultimate strength and the yield point of the steel" [3].

Similar tests were reported by HANSEN in connection with tests of bolted and riveted joints [4]. However, the difference in fatigue strength was not nearly as great as indicated by Ref. [2]. In fact an examination of the test data shown in Fig. 1 shows that a large number of A 242 steel specimens exhibited essentially the same S-N curve as the A 7 steel specimens. The scatter

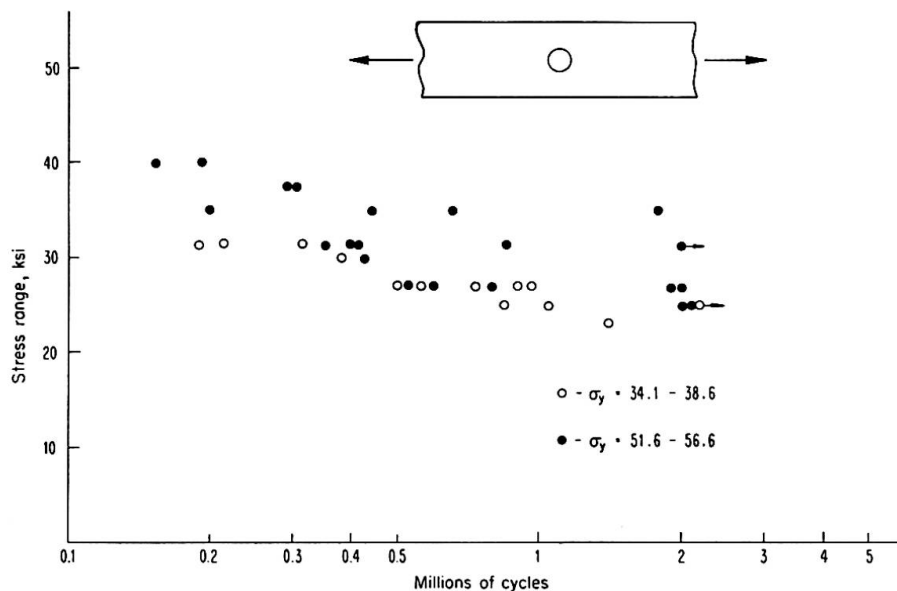


Fig. 1. Fatigue Tests of Plates with Hole.

¹⁾ See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», II d, p. 497.

of the A 242 steel specimens was considerably greater than the A 7 steel specimens. However, the lower bound of the high strength steel specimens was the same as the mild steel specimens.

Tests cited in Ref. [3] had indicated that for similar welded details the fatigue strength was approximately the same regardless of the type steel. Additional work continues to confirm this hypothesis. For example, unpublished reports of tests in progress at the University of Illinois (Refs. [5, 6]) indicate clearly that the higher strength steel specimens behaved similarly to the mild steel specimens with similar welded details.

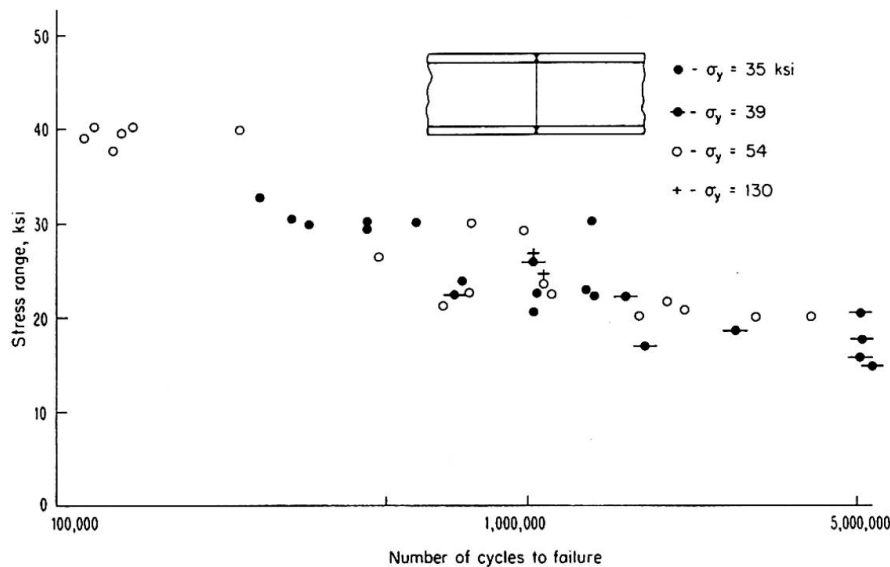


Fig. 2. Fatigue Tests Butt Welded Beam Splices.

Fig. 2 compares the results of tests on butt welded beam splices for mild steel, high strength steel and quenched and tempered alloy steel. The test data are taken from Ref. [5, 6, 7, 8]. No distinct difference exists in the S-N curves of these steels. Only a few tests have been conducted to date with the quenched and tempered steels. However, they are in agreement with the results for mild and high strength steel.

Other welded details such as butt splices with cope holes, stiffeners welded to the tension flange and beams with partial length coverplates have yielded similar results.

GURNEY [9] reported that a few tests carried out on ST 52 steel of German origin produced identical results to those obtained with BS 15 mild steel. Also, KONISHI [10] has tested longitudinal welded lap splices and butt welded splices and obtained essentially the same fatigue strength for high strength and mild steels. Insofar as known, the tests reported by KLÖPPEL and WEIHER-MÜLLER [11] on welded specimens fabricated from ST 52 are the only ones which have shown any improvement in strength over mild steel.

This particular divergence in results was discussed at some length at the

"Symposium on the Fatigue of Welded Structures" held at Cambridge University in 1960 [12]. It was pointed out that this question had been raised to Commission XIII of the International Institute of Welding and it was confirmed that ST 52 did not give better results than mild steel.

Hence, it can be concluded that further research and testing of the higher strength steels supports the proposed design hypothesis.

References

1. P. DUBAS: "General Report for Theme II". Preliminary Publications, 7th Congress, IABSE, 1964, pp. 347—348.
2. S. WINTERGERST and K. HECKEL: «Untersuchungen der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen mit ST 37». Der Stahlbau, 1962. KLÖPPEL, K. and WEIHERMÜLLER: «Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52». Der Stahlbau, May, 1960.
3. J. W. FISHER and I. M. VIEST: "Fatigue Life of Bridge Beams Subjected to Controlled Truck Traffic". Preliminary Publications, 7th Congress, IABSE, 1964, pp. 497—510.
4. N. G. HANSEN: "Fatigue Tests of Joints of High Strength Steel". Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 85, No. ST 3, March, 1959.
5. D. R. SHERMAN and J. E. STALLMEYER: "Fatigue of T-1 Beams". University of Illinois, Urbana, Illinois, 1963 (unpublished).
6. D. R. SHERMAN, L. R. HALL and J. E. STALLMEYER: "Flexural Fatigue Tests of A 441 Steel Beams". University of Illinois, Urbana, Illinois, 1962 (unpublished).
7. F. G. LEA and J. G. WHITMAN: "The Failure of Girders Under Repeated Stresses." Journal of the Inst. of Civil Engineers, Vol. 7 (1937/38), p. 119.
8. W. H. MUNSE and J. E. STALLMEYER: "Fatigue in Welded Beams and Girders". Highway Research Board, Bulletin 315, 1962.
9. T. R. GURNEY: "Fatigue Strength of Fillet Welded Joints in Steel". British Welding Journal, March 1960, pp. 538—547.
10. I. KONISHI, O. TAKAGI and K. SHIMEDA: Proc. 1st Japan Conf. on Testing Materials, Tokyo, March 1958.
11. K. KLÖPPEL and H. WEIHERMÜLLER: «Neue Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52». Der Stahlbau, 1957, Vol. 10, pp. 149—155.
12. Discussion at the Symposium on "Fatigue of Welded Structures". British Welding Journal, July 1960, pp. 477—478, August 1960, pp. 526—527.

Summary

Additional test results are summarized which support the generalized design approach proposed in the Preliminary Publications. It is further confirmed that the endurance limit does not depend, in the interesting range, on the ultimate strength and the yield point of the steel.

Résumé

Les résultats de nouveaux essais sont présentés de manière succincte et l'on constate qu'ils confirment la méthode généralisée proposée dans la "Pu-

blication Préliminaire''. Il est une nouvelle fois vérifié que, dans le domaine qui présente pour nous un intérêt, la limite d'endurance ne dépend pas de la résistance à la rupture ni de la limite élastique de l'acier.

Zusammenfassung

Die Autoren fassen zusätzliche Versuchsergebnisse zusammen, welche das im «Vorbericht» vorgeschlagene verallgemeinerte Bemessungsverfahren unterstützen. Ferner wird der Beweis erbracht, daß die Ermüdungsgrenze des Stahls im maßgebenden Bereich nicht von dessen Zugfestigkeit und Fließgrenze abhängig ist.

II d 2

Diskussion - Discussion - Discussion

Dauerfestigkeit von Brückenträgern für Testlastenzüge (John W. Fisher, Ivan M. Viest)¹⁾

Fatigue Life of Bridge Beams Subjected to Controlled Truck Traffic

Résistance à la fatigue de poutres de ponts soumises à des essais de passage de camions

F. STÜSSI

Prof. Dr., Präsident der IVBH, ETH, Zürich

Die Versuche der American Association of State Highway Officials (AASHO) über das Auftreten von Ermüdungsbrüchen bei Straßenbrücken, über die J. W. FISHER und I. M. VIEST im Vorbericht berichten, sind von grundsätzlicher Bedeutung. Sie zeigen nämlich, daß auch bei Straßenbrücken eine Ermüdungsgefahr grundsätzlich bestehen kann. An den untersuchten Brücken der AASHO-Versuche traten schon bei rund 500 000 Lastwechseln und bei Beanspruchungen, die nur wenig über den zulässigen Spannungen des Materials lagen, Ermüdungsrisse auf. Die Brückenversuche stimmen grundsätzlich mit den parallel dazu durchgeführten Laboratoriumsversuchen überein, jedoch liegen die Ermüdungswerte der Brückenversuche noch etwas tiefer als diejenigen der Laboratoriumsversuche. Die in Fig. 1 eingetragene Kurve ist auf Grund einer bei Zug-Druckversuchen an gelochten Stäben ermittelten Kerbfunktion ψ^2 ,

$$\psi^2 = \frac{\sigma_Z (\sigma_Z - \sigma_m) (\sigma_W - \Delta \sigma) - \sigma_m \sigma_W \Delta \sigma}{\sigma_m - \sigma_W + \Delta \sigma},$$

berechnet worden.

Diese Kerbfunktion ψ^2 zeigt den Verlauf einer Kettenlinie (Fig. 2); sie ist unabhängig von der Lastwechselzahl und ein Merkmal für das Ermüdungsverhalten gekerbter Stäbe. Bei glatten Probestäben verschwindet die Kerbfunktion, $\psi^2 = 0$.

Aus den AASHO-Versuchen (Fig. 1) zeigt sich, daß bei Wechselbeanspruchung von etwa ± 9 ksi schon bei rund 500 000 Lastwechseln Ermüdungsbrüche zu erwarten sind. Bei höheren Lastwechselzahlen, beispielsweise 2 Millionen, liegt diese kritische Beanspruchungsgrenze für Wechselfestigkeit deutlich noch tiefer.

¹⁾ Siehe «Vorbericht» — see «Preliminary Publication» — voir «Publication Préliminaire», II d 1, p. 497.

Ein Anriß an einer bestimmten Stelle bedeutet an sich noch keinen unmittelbaren Einsturz des Tragwerkes, doch zeigt sich aus unseren Zug-Druckversuchen an gelochten Stahlstäben, daß bei höheren Mittelspannungen der Unterschied der Lastwechselzahlen für Anriß und für Bruch nicht groß ist (Fig. 3), so daß nach eingetretenem Anriß ein Bruch des Elementes bei einer relativ kleinen Vergrößerung der Lastwechselzahl zu erwarten ist.

Der Feststellung von J. W. FISHER und I. M. VIEST, daß die Ermüdungs-

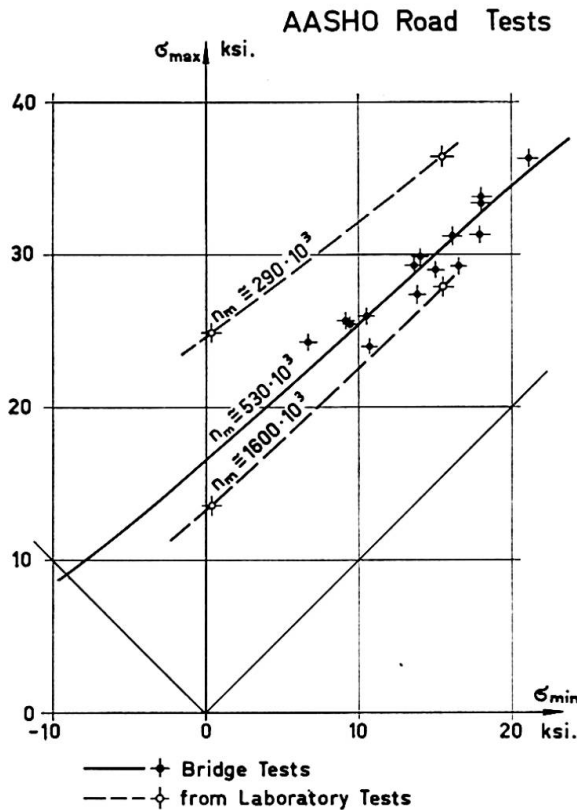


Fig. 1.

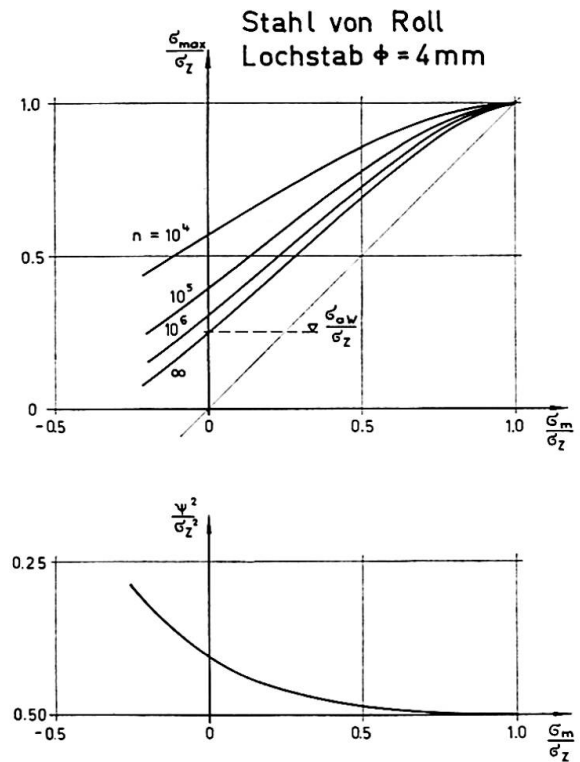
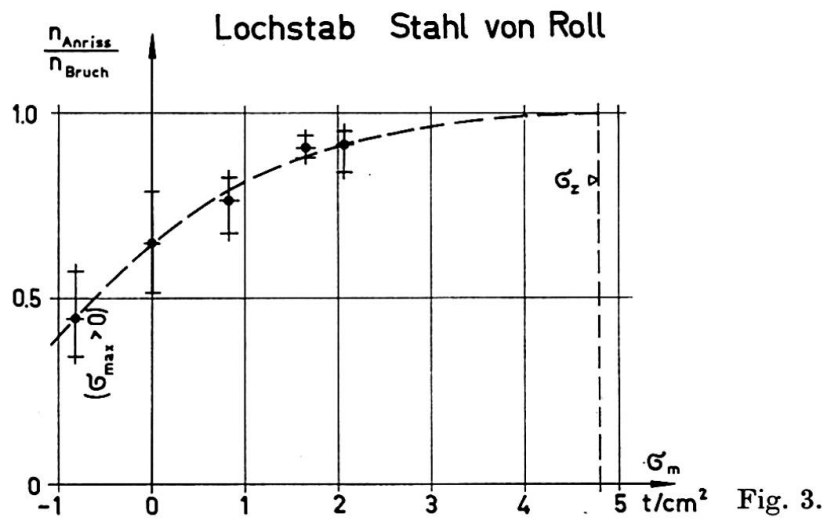


Fig. 2.



festigkeit durch Steigerung der Zugfestigkeit des Materials nur unbedeutend erhöht werde, kann nicht allgemein zugestimmt werden. In der folgenden Tabelle 1 sind die Wechselfestigkeiten σ_W bei 1 Million Lastwechsel für normalen Baustahl (St 37) und hochwertigen Baustahl (St 52) für einige charakteristische Stabformen zusammengestellt nach Versuchen von M. Roš und A. EICHINGER²⁾ und mit den statischen Zugfestigkeiten σ_Z verglichen. Es zeigt sich, daß das Verhältnis σ_W/σ_Z für den glatten Probestab für die beiden untersuchten Stahllarten annähernd gleich groß ist, daß jedoch der hochwertige

Tabelle 1. Versuche Roš-Eichinger, $n = 10^6$

	St. 37			St. 52		
	σ_W kg/mm ²	σ_Z kg/mm ²	$\frac{\sigma_W}{\sigma_Z}$	σ_W kg/mm ²	σ_Z kg/mm ²	$\frac{\sigma_W}{\sigma_Z}$
Vollstab ohne Walzhaut	18,0	39,0	0,462	28,5	62,0	0,460
Vollstab mit Walzhaut	15,5	39,0	0,397	23,5	62,0	0,379
Lochstab ohne Walzhaut	12,0	42,8	0,280	17,0	66,5	0,256
Lochstab mit Walzhaut	11,5	42,8	0,269	15,0	66,5	0,226

Stahl auf Kerbwirkungen offensichtlich etwas empfindlicher ist als der normale Stahl. Immerhin ist auch im ungünstigsten Fall die Wechselfestigkeit von Stahl St 52 noch mindestens 30% höher als diejenige von Stahl St 37. Fig. 4 zeigt amerikanische Versuche an einem hochwertigen Stahl, SAE 4130 Steel³⁾, wie er im Flugzeugbau verwendet wird. Für 1 Million Lastwechsel beträgt für den ungekerbten Stab die Wechselfestigkeit σ_W etwa 51,2 ksi, so daß sich bei einer statischen Zugfestigkeit σ_Z von 118 ksi ein Verhältnis σ_W/σ_Z von 0,434 ergibt; auch bei diesem hochwertigen Stahl liegt somit ein ähnliches Verhältnis für den glatten Vollstab vor, wie bei den in Tabelle 1 angegebenen Baustählen. Es ist nicht zu bestreiten, daß sogenannte hochwertige Stähle hergestellt werden, bei denen im Vergleich zu gewöhnlichem Baustahl die statische Zugfestigkeit viel stärker vergrößert ist als die Wechselfestigkeit bei 2 Millionen oder mehr Lastwechseln. Der Stahlbauer muß aber von den hochwertigen Stählen erwarten können, daß bei einer Steigerung der statischen Zugfestigkeit auch die Ermüdungsfestigkeiten in annähernd gleichem Verhältnis vergrößert werden. Es ist Sache der Stahlwerke, solche Stähle zu entwickeln und herzustellen. Bei den europäischen Baustählen dürfte seit einiger Zeit diese Forderung des Konstrukteurs erfüllt sein. Es sei noch darauf hingewiesen, daß

²⁾ M. Roš und A. EICHINGER: «Die Bruchgefahr fester Körper bei wiederholter Beanspruchung — Ermüdung — Metalle», EMPA-Bericht Nr. 173, Zürich 1950.

³⁾ W. ILLG: "Fatigue Tests on notched and unnotched Sheet Specimens of 2024-T3 and 7075-T6 Aluminum Alloys and SAE 4130 Steel with special Consideration of the Life Range from 2 to 10000 cycles". NACA, Technical Note 3866, 1956.

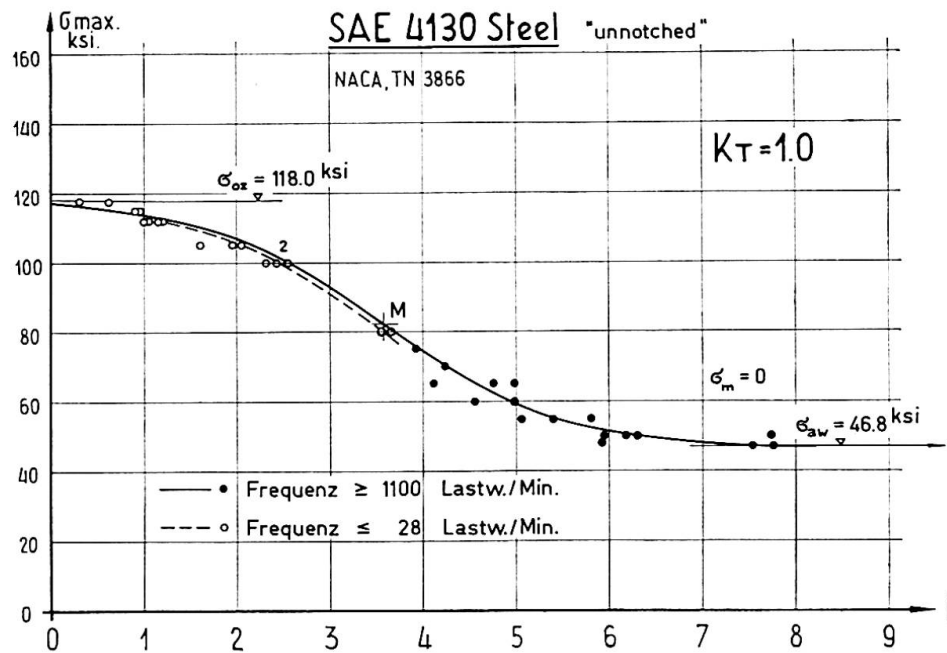


Fig. 4.

die Ermüdungsfestigkeiten des normalen Baustahles (St 37 nach Tabelle 1) deutlich höher liegen als die bei den AASHO-Versuchen festgestellten Ermüdungsfestigkeiten, trotzdem die statischen Zugfestigkeiten in beiden Fällen annähernd gleich groß sind.

Zusammenfassung

Die Ermüdungsversuche an Straßenbrücken, die im Zusammenhang mit den AASHO Road Tests durchgeführt worden sind, zeigen eindeutig, daß auch bei Straßenbrücken eine Ermüdungsgefahr besteht und daß deshalb bei der Bemessung darauf Rücksicht zu nehmen ist. Da die Brückenversuche in ihrem Verlauf grundsätzlich mit Laboratoriumsversuchen übereinstimmen, können aus den Angaben des Beitrages von J. W. FISHER und I. M. VIEST auch quantitative Folgerungen gezogen werden. Der Konstrukteur muß von hochwertigen Baustählen verlangen, daß gegenüber dem normalen Baustahl auch die Ermüdungsfestigkeiten in annähernd dem gleichen Verhältnis vergrößert sind wie die statischen Zugfestigkeiten.

Summary

Fatigue tests on road bridges [«AASHO Road Tests»] show clearly that the risk of fatigue cracks also exists for this type of structures and should consequently be taken into consideration in design work. As the tests on the bridges gave results that are basically similar to those obtained in laboratory tests,

conclusions of a quantitative nature can be drawn from the data given by Messrs. FISHER and VIEST. From the point of view of the designer, it is essential that high strength steels should have fatigue strengths greater than those of mild steel, in a proportion approximately equal to those of the static tensile strengths.

Résumé

Les essais à la fatigue sur des pont-routes, réalisés dans le cadre de l'«AASHO Road Tests», montrent clairement que des risques de fatigue existent également pour ce genre d'ouvrages; il convient donc d'en tenir compte dans les projets. Comme les essais sur les ponts ont donné des résultats en principe semblables à ceux des essais en laboratoires, on peut tirer des conclusions d'ordre quantitatif à partir des indications données par MM. FISHER et VIEST. Du point de vue du constructeur, il est nécessaire que les aciers à haute résistance présentent des résistances à la fatigue supérieures à celles de l'acier doux, dans une proportion à peu près égale à celles des résistances à la rupture statique.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II d 3

Zwei Probleme der Ermüdungsfestigkeit

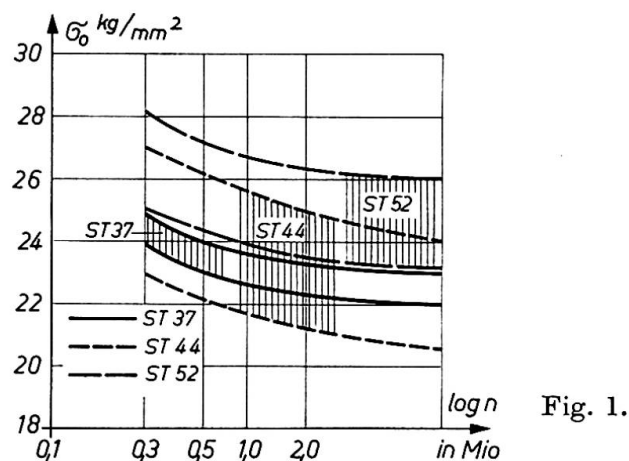
Two Problems Relating to Fatigue Strength

Deux problèmes relatifs à la résistance à la fatigue

H. BEER

o. Prof. Dipl. Ing. Dr. techn., Technische Hochschule, Graz

In der Frage der Ermüdungsfestigkeit von Baustählen verschiedener statischer Festigkeit, die auf dem Kongreß diskutiert wurde, möchte ich besonders auf den großen Einfluß der Oberflächenbeschaffenheit sowie eventuell auch der Beschaffenheit der inneren Struktur (Mikrokerben) hinweisen, die vielfach als Ursache dafür angesehen werden müssen, daß die hochfesten Baustähle (St 44, St 52) keine wesentlich höheren Werte der Ermüdungsfestigkeit σ_E ergeben als der gewöhnliche Baustahl St 37. Kommt noch eine konstruktive Kerbe wie Schweißnaht, Querschnittssprung etc. hinzu, so wird der Unterschied im σ_E immer weniger von der statischen Zugfestigkeit des Baustahls abhängen, sondern vom ungünstigen Zusammenwirken von Mikro- und Makrokerben. In Österreich wurden von Professor Slattenschek in der TVFA der Technischen Hochschule Wien im Auftrage der Generaldirektion der Österreichischen Bundesbahnen und des Österreichischen Stahlbauverbandes Zugschwellversuche an Proben mit unbearbeiteten Stumpfstoßen durchgeführt und die Wöhlerschaubilder im maßgebenden Bereich für die Baustähle St 37, St 44 und St 52 aufgenommen. In Fig. 1 sind die oberen



und unteren Berandungen der Wöhlerkurven eingetragen, so daß man daraus den Streubereich der Versuche erkennen kann. Die Figur zeigt, daß dieser Streubereich für St 37 am kleinsten und für St 44 am größten ist, während jener des Baustahles St 52 zwischen diesen beiden Werten liegt. Diese Tat-

sache wirkt sich dahingehend aus, daß die oberen Berandungskurven zwar entsprechend der Zugfestigkeit des Baustahls ansteigen, während die untere Berandungskurve für St 44 erheblich unter jener für St 37 liegt. Diese scheinbare Diskrepanz dürfte auf den Einfluß der Mikro- und Makrokerben zurückzuführen sein, der beim St 44 eine ungünstigere Zusammenwirkung zeigt. Weitere Versuche mit anderen Schweißverbindungen aus St 44 bestätigten diese Erscheinung.

Ein weiteres Problem, über das am Kongreß lebhaft diskutiert wurde, ist die Ermüdungsfestigkeit von Straßenbrücken. Die AASHO-Roads-Tests, über die J. W. FISHER und I. M. VIEST berichtet haben, brachten wertvolle Erkenntnisse über die Ermüdungsfestigkeit von Brücken. Sie haben vor allem gezeigt, daß bei gleicher Beanspruchung (Unterspannung, Schwingweite) die Ergebnisse der Laborversuche mit jenen der Versuchsbrücken im allgemeinen relativ gut übereinstimmen, so daß damit ein Beitrag zur Beantwortung der wichtigen Frage geliefert wurde, ob Ermüdungsversuche des Laboratoriums Rückschlüsse auf die Bauwerksermüdung zulassen. Ich halte es jedoch nicht für gerechtfertigt, wenn man daraus die Konsequenz ableitet, daß Straßenbrücken nunmehr allgemein auf Ermüdung zu bemessen sind. Eine Bauwerksermüdung nach entsprechend hoher Lastspielzahl könnte bei Straßenbrücken nur dann eintreten, wenn es sich entweder um Brücken sehr kleiner Stützweiten handelt oder wenn ein Konstruktionsteil der Brücke bei jedem Passieren eines schweren Fahrzeuges mit maximaler Schwingweite beansprucht wird. Für die Haupttragkonstruktion einer nach modernen Gesichtspunkten entworfenen Straßenbrücke, selbst relativ kleiner Spannweite, ist jedoch die Bemessung nach statischer Verkehrslast unter Berücksichtigung der dynamischen Einwirkungen durch einen Stoßzuschlag nach wie vor ausreichend, um die geforderte Tragsicherheit der Brücke zu gewährleisten. Die Belastungsvorschriften der meisten Länder schreiben für die Berechnung von Straßenbrücken Verkehrslasten vor, die — selbst bei einer in weiter Zukunft zu erwartenden noch stärkeren Verkehrsmassierung — als Ausnahmefall zu werten sind. Nimmt man die Ordinaten der Schadenslinie als rohe Näherung mit 0,75 der Ordinaten der Wöhlerlinie an, so würde das bedeuten, daß im täglich mehrmaligen Wechsel 75% der Verkehrslast in ungünstigster Laststellung auftreten und wieder verschwinden muß, um die Ermüdungsfestigkeit mit entsprechender Lastspielzahl herabzusetzen. Ich habe bei einer größeren Anzahl von Belastungsproben für Brücken festgestellt, daß es sehr schwierig ist, für eine Probelastung die nötigen Fahrzeuge aufzutreiben, ja, daß man schon bei mehrspurigen Brücken von 40—50 m Spannweite sich oft mit der halben maximalen Verkehrslast zur Messung der Durchbiegungen und Dehnungen begnügen muß. Bedenkt man, daß zum Beispiel nach der österreichischen Belastungsnorm auf einer dreispurigen Brücke von 80 m Spannweite mit beiderseitigen Gehsteigen eine Verkehrslast von rund 500 t der Rechnung zugrundegelegt ist, so erkennt man, daß auch 75% dieser

Belastung als mehrmaliger täglicher Wechsel von vollständiger Be- und Entlastung sehr unwahrscheinlich ist und dies wohl auch in Zukunft sein wird. Eigene Beobachtungen haben bei der zuletzt erwähnten Brücke bei stärkster Verkehrsmassierung in Spitzenzeiten eine maximale Verkehrslastdichte bei stehendem Verkehr von etwa 30% der Rechnungsnutzlast ergeben.

Es wäre jedoch sehr wünschenswert, die Untersuchungen der täglichen Verkehrsdichte und ihrer Aufeinanderfolge bei Straßenbrücken systematisch zu betreiben, um eine fundierte Aussage über die Lebensdauer der Brücken infolge Materialermüdung zu erhalten. Selbstverständlich wird man auch in den hochbeanspruchten Konstruktionsteilen von Straßenbrücken plötzliche Querschnittssprünge und starke konstruktive Kerben vermeiden. Die Verwendung sehr hochfester Baustähle, welche das Problem der Ermüdungsfestigkeit in Straßenbrücken neu aufrollen könnte, kommt vorläufig nur für die Hauptträger von Brücken größerer Spannweite in Betracht, für die die Eigengewichtsvorspannung groß ist und eine oftmalige Wiederholung der Verkehrslast, welche die größte Schwingweite erzeugt, erst recht unwahrscheinlich ist.

Zusammenfassung

Es wird versucht, anhand von österreichischen Versuchsergebnissen für die Beobachtung eine Erklärung zu finden, daß die Ermüdungsfestigkeit von Baustählen mit höherer statischer Zugfestigkeit nicht wesentlich höher ist als jene des gewöhnlichen Baustahles.

Der Verfasser ist ferner der Ansicht, daß Straßenbrücken nur in wenigen Ausnahmefällen auf Ermüdung berechnet zu werden brauchen und begründet diese Ansicht.

Summary

Laboratory tests have proved that the fatigue stresses of high tensile steel are not appreciably higher than those of mild steel. An attempt is made to explain this phenomenon on the basis of the results of tests, carried out in Austria.

The author is convinced that only in a few exceptional cases it is necessary to consider fatigue life in road bridge calculations and gives reasons for this opinion.

Résumé

Des essais de laboratoire ont montré que la limite de fatigue des aciers à haute résistance n'est pas sensiblement plus élevée que celle de l'acier doux. On tente de fonder cette opinion sur des essais autrichiens.

De l'avis de l'auteur, les ponts-routes ne doivent être calculés à la fatigue que dans des cas exceptionnels. Il en indique les raisons.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II d 4

Discussion - Discussion - Diskussion

Fatigue Life of Structural Members¹⁾

Résistance à la fatigue des éléments de construction

Ermüdungserscheinungen von Konstruktionsteilen

O. A. KERENSKY

C.B.E., B. Sc., M.I.C.E., M.I. Struct. E., London

Extensive tests by British Welding Research Association in Great Britain have confirmed that welded high tensile steels are no better than welded mild steel when subjected to a large number of critical stress reversals. However, in the intermediate stages when subjected to pulsations or even small number of reversals the fatigue limit may be above the allowable mild steel stress and the higher yield steels can be advantageous. The nearer to static condition the greater the advantage.

Therefore, in design of structures even when subjected to fatigue loadings there may still be a considerable advantage in using high tensile steel and this is very clearly brought out in the British Standard Specification for Bridges (B. S. 153). This is also the case with rivetted and bolted connections.

Professor STÜSSI showed a curve for very high tensile steel with good resistance to fatigue. Was this obtained from plain specimens or fabricated ones, and if fabricated, how?

Summary

Welded high tensile structural steels offer no advantage against welded mild steel when subjected to a large number of critical stress reversals, but can offer significant advantage in less exacting fatigue conditions.

Résumé

Dans les constructions soudées, les aciers à haute résistance ne présentent aucune supériorité par rapport aux aciers doux lorsqu'ils sont soumis à un grand nombre d'efforts alternés; en revanche, ils peuvent présenter des avantages sensibles dans des conditions de fatigue moins extrêmes.

¹⁾ See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», II d, p. 497.

Zusammenfassung

In geschweißten Konstruktionen und bei einer großen Anzahl kritischer Wechselbeanspruchungen zeigen Stähle hoher Festigkeit keine nennenswerten Vorzüge gegenüber St 37; unter weniger strengen Ermüdungsbedingungen können sie sich jedoch günstig erweisen.

II d 5

Discussion - Discussion - Diskussion

Fatigue Life of Structural Members¹⁾

Résistance à la fatigue des éléments de construction

Ermüdungserscheinungen von Konstruktionsteilen

W. HENDERSON

Scotland

Laboratory research is being directed at the problem of what will happen in material subjected to repeated cycles of fluctuating stress and it is to be expected that in due course we will have a reliable solution which will equate the numbers of varying ranges of stress cycles with the life of a member.

Particularly in relation to highway bridges this leaves the most important problem for the designer still unanswered; how many cycles of stress at varying levels are to be assumed will occur in a given period and what service life is desirable in a member? There are considerable difficulties in providing a suitable answer.

Attempts are at present in hand in Great Britain to make "a priori" derivations from known data of the distribution and possible frequency of varying levels of loading from various types of vehicle and expressing these loading levels in terms of the basic design loading so as to provide a usable basis for calculating stress ranges associated with appropriate numbers of cycles. The available data consists of national statistics relating to the capacity of different classes of vehicle, regulations governing the weights of vehicles, hauliers statistics concerning the numbers of journeys of fully laden and empty vehicles and calculated maximum capacities of traffic lanes on carriageways.

It seems likely that the study will confirm the assumption that in general only members supporting comparatively short loaded lengths are likely to be subject to fatigue conditions. There are two reasons for this; the first being that static design loadings must reflect a possible congestion of heavy traffic unlikely to occur except on rare occasions, so that the upper limit of frequently repeated stress cycles will fall substantially below static design stresses. The second reason being that members supporting long loaded lengths generally have comparatively large dead load stresses. FISHER and VIEST

¹⁾ See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», II d, p. 497.

have pointed out that changes in minimum stress are of no great significance provided the stress range remains unchanged; nevertheless, increases in dead load stress do in general reduce the stress range, so that it is true to say that the greater the dead load stress the less is the probability of fatigue damage. The likelihood is that it will be found that only members such as battle deck units and short or moderate span fairly closely spaced stringers will be significantly affected by fatigue conditions. That is to say, members in which the maximum stress is caused by one wheel or one axle or possibly one vehicle, and where the minimum stress can be comparatively small.

To forecast the number of cycles and the various ranges of stress it is necessary to predict traffic growth and content over a period of possibly up to 200 years; it is necessary to estimate the proportion of goods vehicles which will be unladen, fully laden and, say, half laden; a guess must be made at the likely spacing at which vehicles will generally travel, and, particularly in the case of members where a small lateral displacement of the wheel load has a major effect on the range of stress, it will be essential to arrive at some estimate of the frequencies with which wheel loads are distributed over a fairly narrow lateral width of carriageway. The combination of all of these forecasts is bound to be a guess with a low probability of accuracy even within a very wide range. Experimental techniques of measuring stress ranges in existing bridges will provide a very little more valid basis than "a priori" methods, since these can relate only to present day and foreseeable future traffic distributions.

Moreover, whatever frequency and range of stress cycles is established for one road is unlikely to be true for another; indeed the spectrum for one part of the width of the bridge will be substantially different from those for other but structurally similar parts of the width. This circumstance cannot be compared with the apparently corresponding static design loading problem. In the latter case a maximum load is being stipulated which the bridge must assuredly sustain although perhaps but rarely in its life. So far as fatigue is concerned one is forced to the conclusion that the forecasting of stress ranges and numbers of cycles in elements of highway bridges over the length of time considered appropriate for the life of a bridge amounts almost to crystal gazing. At best one can conclude that major members are unlikely to be affected in this way and that the danger of fatigue damage is limited to certain elements.

In these circumstances, it is suggested, economic advantage may lie in the adoption of a deliberate policy of accepting that certain members of bridge structures should be considered to have a limited life very much shorter than the life of the whole structure, and to design these members or units so that they can readily and speedily be replaced. Battle decks and other members with high stress ranges would fall into the category which should be considered in this way; the approach is no more than is already adopted for carriageway

surfaces and timber decks and which should be, but is unfortunately not always adopted for those parts which are likely to be damaged by vehicles, as, for example, parapets.

Adoption of this policy would logically lead to a modified approach to the load factors desirable in the design of replaceable members. The consequences of damage whether due to fatigue or other causes could be assessed accordingly as they were immediately catastrophic or relatively insignificant, and the load factor adjusted appropriately. If such a policy were to be consciously and thoughtfully adopted, various other aspects of design would fall to be reconsidered; it is probable that the minimum acceptable thickness of metal could be substantially reduced, methods of fixing and fabrication might well be extensively altered and cheapened, and protective treatment reduced to a once for all process. It is impossible to anticipate the developments which might arise from the adoption of such a policy; it is conceivable, however, that very much lighter and cheaper battle deck construction would develop, and that consequent upon their increasing use, standardised, factory made products would become available. With the improvements of carriageway surfaces it is even possible that these could be applied to the deck in the factory, and would have a service life commensurate with the structural part of the deck.

Whether or not these developments materialise, it remains of real importance to approach the design of members susceptible to damage from fatigue, corrosion or other causes with a view to ready, cheap and quick replacement. In the past there have been many examples of the costliness of failing to do so, as for example where bridge bearings have had to be renewed, or the suspenders of a suspension bridge replaced as a result of corrosion.

Summary

Attention is drawn to the problem of predicting stress cycles in highway bridges and methods of doing so indicated. The units susceptible to fatigue damage are suggested. Design of these for a limited life is proposed and the possible consequences and advantages discussed.

Résumé

On attire l'attention sur le problème de la prévision des cycles d'efforts dans les ponts-routes, en indiquant les méthodes qui permettent d'y procéder ainsi que les éléments qui semblent susceptibles de se détériorer par la fatigue. On propose d'admettre une durée de vie limitée et de les calculer en fonction de cette durée; conséquences éventuelles et avantages sont discutés.

Zusammenfassung

Es wird auf das Problem der Vorhersage der Spannungszyklen bei Straßenbrücken aufmerksam gemacht und entsprechende Methoden werden angegeben. Ermüdungsgefährdete Konstruktionselemente werden erwähnt; der Autor schlägt vor, diese Elemente für eine beschränkte Lebensdauer zu entwerfen, wobei die daraus entstehenden Folgen und Vorteile besprochen werden.

A Counter for the Investigation of Plasticity and Fatigue in Metals

Un compteur pour la recherche de la plasticité et de la fatigue des métaux

Ein Zählrohr für die Forschung nach Plastizität und Ermüdung in Metallen

A. A. VAN DOUWEN

Professor in steel constructions

C. C. VEERMAN

Scientific officer

Technological University of Delft, Holland

Inducing a metal to emit electrons, requires supplying energy to it. This liberating energy may be provided by:

1. raising the temperature of the metal (thermal emission);
2. irradiation of the metal with light (photo-electric effect);
3. applying a very high voltage to the cathode (cold emission);
4. bombarding the metal with high-energy electrons (secondary emission), etc.

When measurings were being made with the aid of brand new counters, it was found that their zero level was very high, to diminish only gradually to normal: [1]. The interior of the counter itself namely, represented in that state of newness a source of electron emission. KRAMER [2] was the first to find out that freshly abraded metal surfaces did emit low-energy electrons, the so-called exo-electrons. The interested reader may be referred to some publications dealing with the subject in question in a general way, cf. [3, 4].

As a rule, it may be stated that the rate of emission of exo-electrons, decreases according to the formula: $I = ct^{-a}$. In this equation, I stands for the intensity (rate) of emission, t for the time elapsed since the surface has been disturbed, c and a are constants determined by the kind of metal, the treatment of the surface, the temperature and the illumination. Furthermore, the gas surrounding the test object, influences the emission also.

Detection of the electron emission is effectuated by means of specially built counters. The energy of the exo-electrons is so low indeed (< 1 eV) that the commercially available counters cannot be put to use. The entrance orifice namely of the latter is covered with a foil, through which the low-energy electrons cannot pass. Much research has been performed with open counters with the use of air of 1 atm., or a mixture of argon and alcohol as counting gases [5]. Other tests have been carried out in vacuo. The electrons, in this case, were accelerated to such a degree that they could pass through the window of a closed counter [6], or could be led into an open electron multiplicator [7, 8].

The arrangements mentioned have one disadvantage in common, namely

that small test specimens can be dealt with only. Therefore, they do not seem very useful in technical application, whilst still this electron emission is to be considered as a means to give valuable information in many various problems, such as plastic deformation and fatigue respectively.

If there should exist a correlation between the degree of fatigue and the intensity of the electron emission, it would be possible to test structural parts, for instance, in a non-destructive way, as for fatigue, and, possibly even to predict the eventuality of fracture.

The apparatus which we intended to develop should therefore fulfil the following demands: 1. the counter should remain manageable; 2. it should be able to stimulate the emission; 3. its resolving power should be high. The first-mentioned condition was intended to make the apparatus useful not only for investigating small test objects but also to allow its mounting on large structural parts to be examined (fig. 1).

For stimulating the electron emission the metal surface to be investigated is irradiated with light, as has been done by other investigators too [9, 10, 11]. Our light source is projected through the counting orifice on the metal surface in question (see fig. 1).

The special filtering equipment enables to keep the wavelength of the light striking the metal surface of the test piece below the so-called "limit wavelength" for electron emission of the metall in its undeformed state. Under plastic deformation, a very intense emission occurs.

The counting orifice can be provided with a grid. Under a positive d. c.

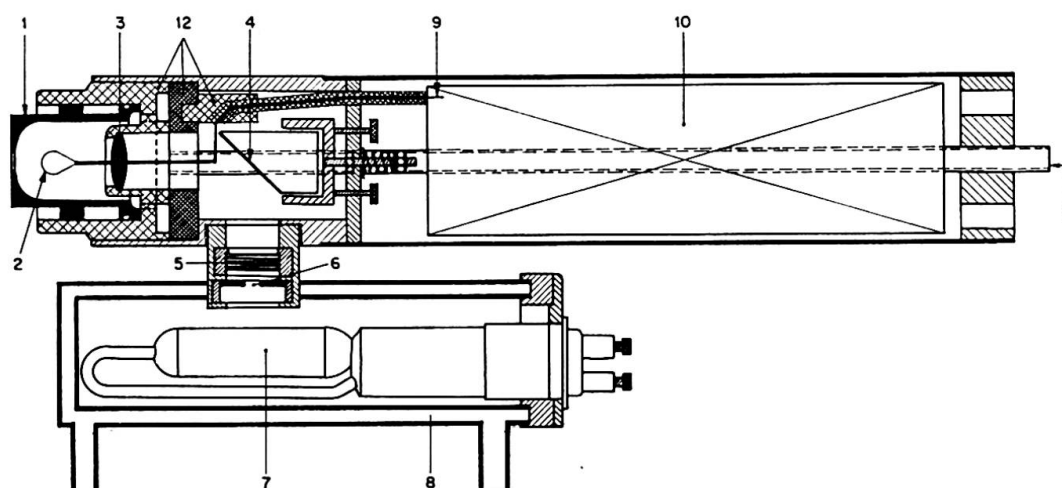


Fig. 1. Flow-counter.

- | | |
|--------------------|-------------------------------------|
| 1 Counting head | 7 High-pressure mercury-vapour lamp |
| 2 Collector wire | 8 Water jacket for cooling |
| 3 Quartz lens | 9 H. V. connection |
| 4 Aluminium mirror | 10 Place for cathode follower |
| 5 Light filter | 11 Gas inlet |
| 6 Diaphragm | 12 Insulation |

potential of the latter, the emission can be stimulated, and the liberated electrons guided into the counting chamber.

As a gas for counting the rate of emission, methane of technical purity was chosen, owing to its very suitable properties to that end. Measurements are carried out in the domain of proportionality [12]. The abundant emission of electrons even in case of considerable plastic deformation may be accurately measured.

The gas flowing at a rate of 10 l/h from the gas cylinder is led, via a drying chamber and a sensitive differential pressure-controller, into the top of the counting chamber, to pass the latter and to escape through the counting orifice.

The counting head is made of stainless steel, with a carefully finished interior surface. The stainless steel collector wire of $50\ \mu$ diam. is mounted in the counting head. By virtue of the rather small counting orifice (3 mm $\varnothing$) the problem caused by dust particles, always present when using open flow counters, is virtually eliminated on account of the speed of the outflowing methane. As another considerable advantage of this small orifice may count the screening effect of the bottom of the counting chamber. The eventuality of any cold emission occurring under the large difference of potential between the collector wire and the test piece is greatly diminished in that way.

In Fig. 2 is to be found a schematical presentation of the arrangement for measuring.

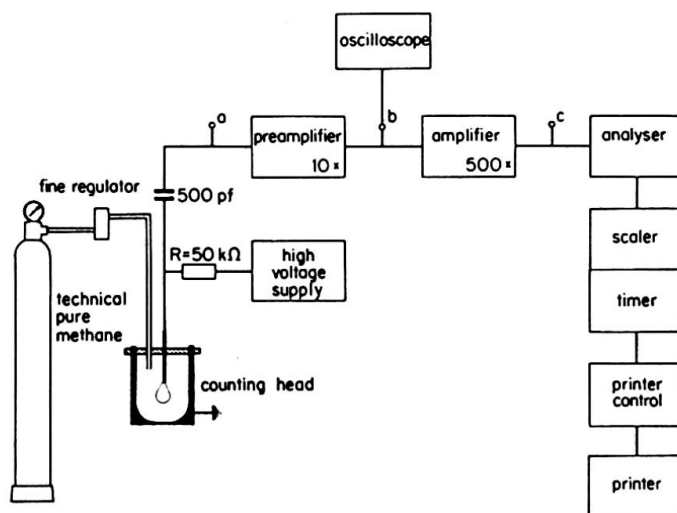


Fig. 2. Block diagram.

The electric capacity of the counter and of the wiring of the input of the pre-amplifier has been kept as low as possible, ± 10 pF. The intermediate capacity, 500 pF, is determined by the input-impedance of the preamplifier. In determining the anode resistance a compromise has been sought between pulse height and pulse duration. In our case 50 kOhm proved fully sufficient. As a requisite, the whole set of equipment should have one single

common earth, in order to obviate interference by pick-up fields from other electric sources. At the points a, b and c an oscilloscope may be connected, enabling to control the shape of the pulse during observation and measurements. The dead time of the entire set-up is not determined by the flow counter, but by that of the apparatus to which it is branched, the latter being $< 2 \mu\text{sec}$. The counting chamber is regularly calibrated by means of C^{14} , an emitter of β -particles. The "plateau" (fig. 3a), begins at 2600 V and ends at 3000 V, irrespective of the mercury lamp's being switched on or not.

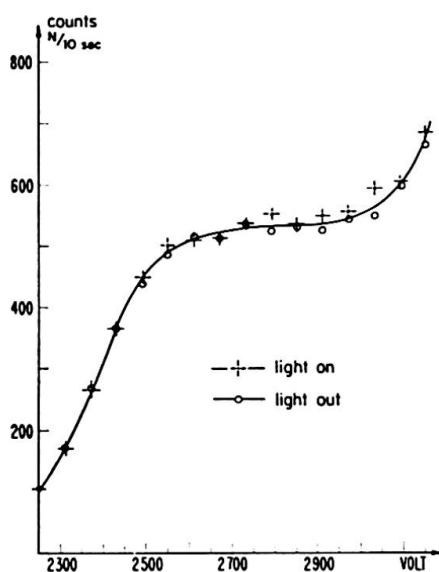


Fig. 3a. Shape of the plateau
C-14.

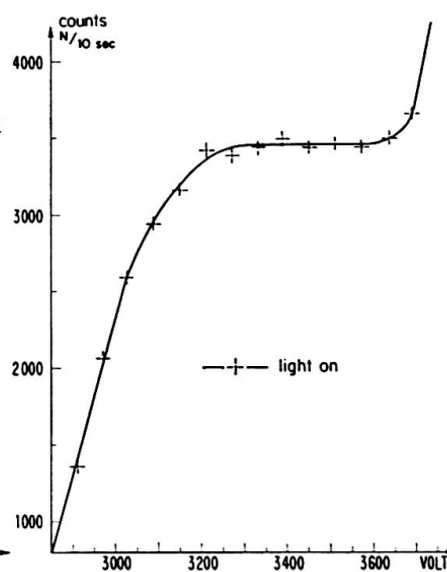


Fig. 3b. Shape of the plateau
Fe-scratched.

The same measuring is repeated with plastically deformed construction steel (Fig. 3b). In order to obtain accurate measurements for the "plateau", a waiting time has to be included to let the electron emission diminish to a virtually constant rate. The observable presence of a "plateau" is an indication of the fact that the counting head does sufficiently screen off the metal surface, and that no cold emission does occur.

We intend to use the flow counter as a means of research in the domain of plastic strain and of fatigue in construction metals. Some results obtained by means of this flow counter in creep tests of short duration will be given here.

The test bars of mild construction steel (St. 27 yield-limit: 2500 kgf/cm^2 , ultimate tensile stress: 4500 kgf/cm^2) have a measuring length of 25 mm, the cylindrical part having 10 mm diam. The counting head is positioned at a distance of some mm from the surface of the test bar. The stressing load is applied as rapidly as possible and then kept at a constant value. Elongation is measured every 10 seconds, simultaneously with the intensity of the emission occurring. The curves resulting from such experiments pertaining

to the creep phenomenon and the accompanying emission, are plotted, as in Figs. 4 and 5.

From Fig. 4 it may be seen that, after reaching a maximum shortly after completion of the loading, the emission rate decreases. A corresponding maximum is to be found in Fig. 5. In case of pure relaxation the emission drops immediately. In case of creep, however, strain goes on increasing, although the increase in elongation per fraction of time diminishes. This increase in longitudinal strain incites by itself also an emission of electrons. The greater the increase in strain, the greater the increase in emission proves to be. It is from this point of view that the (still not exactly determined) relationship found is to be held liable for the maximum in the curves as observed.

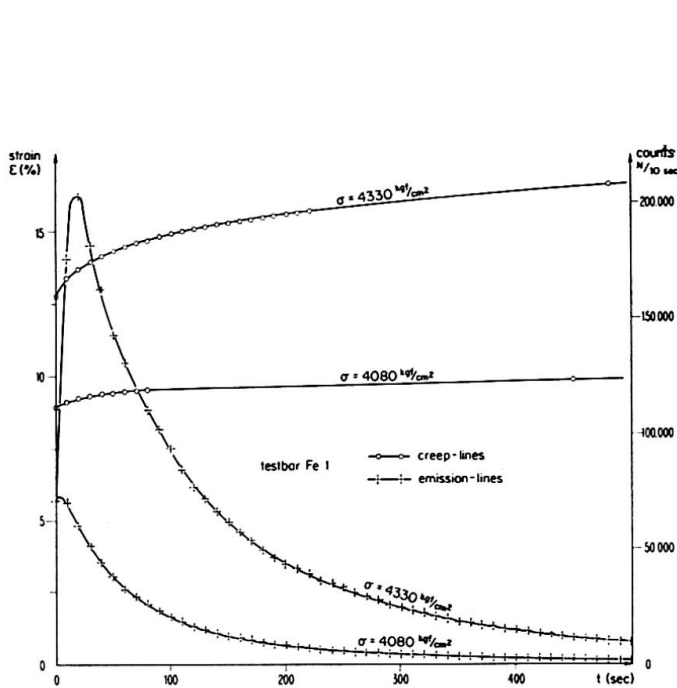


Fig. 4. Curves for creep and electron-emission simultaneously determined with Fe-testbar.

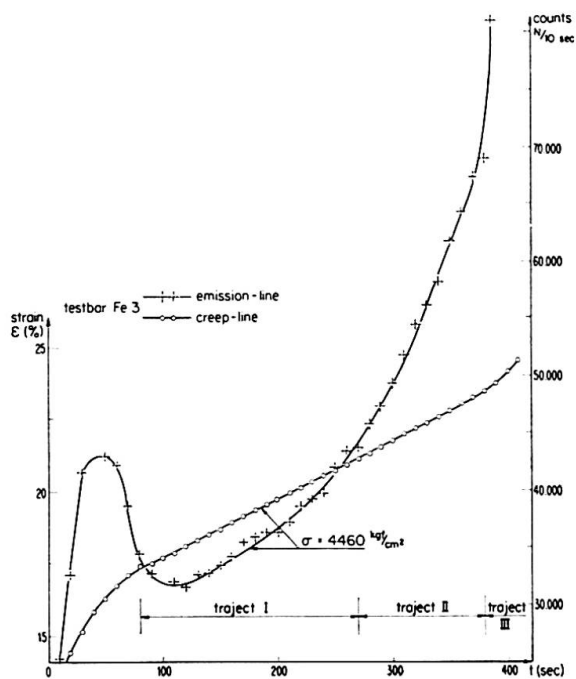


Fig. 5. Curve for creep and electron-emission simultaneously determined with Fe-testbar.

Fig. 5 shows how a minimum is reached after the first maximum recorded. Traject I is covered by the continuous increase of strain at $50 \mu/10 \text{ sec}$, and traject II by a uniformly growing rate of such increase from $50 \mu/10 \text{ sec}$ up to $60 \mu/10 \text{ sec}$, whilst traject III stands for a rapidly growing strain increase from $60 \mu/10 \text{ sec}$ to very large values.

The three trajects in the graphical presentation are to be recognized again in the emission graph, pointing to a clear relation between the rate of strain-increase per unit of time and the rate of electron-emission.

By means of this flow counter an electron emission can be detected, arising from very small plastic deformations. Hence, passing of the elastic limit

(proportionality limit) can be observed, notwithstanding the feeble rate of electron emission above the normal effect under zero stress. We intend to raise the susceptibility of the apparatus in the domain between the elastic limit and the yield point, in order to be able to observe the phenomena more accurately.

References

1. W. B. LEWIS and W. E. BURCHAN: Camb. Proc. Phys. Soc., 32, p. 503 (1936).
2. J. KRAMER: «Der metallische Zustand». (Göttingen: Vanderhoeck and Ruprecht, 1950.)
3. Diskussionstagung «Exo-elektronen». Acta Phys. Austr., 10, p. 313 (1957).
4. L. GRUNBERG: Brit. J. Appl. Phys., 9, p. 85 (1958).
5. L. GRUNBERG and K. H. R. WRIGHT: Proc. Roy. Soc. A, 232, p. 403 (1955).
6. G. BATHOW and H. GOBRECHT: Z. Phys., 146, p. 1 (1956).
7. J. LOHFF and H. RAETHER: Z. Phys. 142, p. 310 (1955).
8. M. HEMPEL, A. KOCHENDÖRFER and A. TIETZE: Arch. Eisenhüttenw. E., 35, p. 465 (1964).
9. J. KRAMER: Z. Phys., 133, p. 629 (1952).
10. H. MÜLLER and F. WEINBERGER: Acta Phys. Austr., 10, p. 409 (1957).
11. I. STEPNIOWSKI and B. SUJAK: Acta Phys. Polon., 23, p. 431 (1963).
12. E. FÜNFER and H. NEUERT: «Zählrohre und Szintillationszähler». (Karlsruhe: G. Braun, 1959.)

Summary

When a metallic surface is plastically deformed an emission of electrons is an accompanying phenomenon (exo-electrons). After a short review of counters devised by others, a description is given of the proportional flow counter developed by us, besides some other test results.

Résumé

Quand une surface métallique est déformée plastiquement, on constate une émission d'électrons (exo-électrons) comme phénomène connexe. Après une description succincte des compteurs développés par d'autres, l'auteur présente une description détaillée du «flow-counter» proportionnel qu'il a construit, ainsi que quelques résultats expérimentaux.

Zusammenfassung

Als Begleiterscheinung der plastischen Deformation von Metalloberflächen tritt eine Elektronenemission auf. Nach einer kurzgefaßten Übersicht über die von andern Forschern konstruierten Zählrohre folgt die Beschreibung eines neuen, proportional anzeigenden Zählrohrs des Verfassers. Es werden einige Versuchsergebnisse angegeben.

IIe 1

Supplement - Complément - Ergänzung

Extension des méthodes de calcul basées sur la plasticité à l'acier A 52¹⁾

Erweiterte Anwendung des Traglastverfahrens auf St 52

Extension of the Methods of Design Based on Plastic Theory to A 52 Steel

R. ANSLIJN
Assistant à l'Uni-
versité de Liège

J. JANSSE
Ingénieur au
C.R.I.F.

E. MAS
Ingénieur au
C.R.I.F.

CH. MASSONNET
Professeur à l'Uni-
versité de Liège

Les présents essais font suite à ceux (I) présentés dans la Publication Préliminaire du Congrès de Rio de Janeiro [10] ainsi qu'aux essais sur poutres continues en acier A 37 et A 52 (II) publiés ailleurs [11].

IIIa. Vérification de la théorie du voilement élastoplastique des plaques

1. But des essais

Le but des essais est de vérifier, pour les aciers A 42 et A 52, la théorie du voilement élastoplastique des plaques établie par HAAIJER et THÜRLIMANN [2] pour l'acier doux.

2. Description des essais de compression sur cornières et caractéristiques

On a réalisé un certain nombre d'essais de compression sur des cornières en acier de qualité A 42 et A 52.

Lors du flambement par torsion, les ailes des cornières se comportent en effet comme deux plaques appuyées le long de leur bord commun et libres le long du bord opposé, la rotation des bords sollicités étant empêchée dans la machine d'essai.

Les cornières sont soumises à compression dans une machine Amsler de 150 tonnes, au laboratoire de Résistance des Matériaux de l'Université de Liège. Les essais sont exécutés en triple exemplaire.

La fig. 1 montre le dispositif d'essai et les différents appareils de mesure, la fig. 2, les éprouvettes après les essais de compression.

¹⁾ Voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht» — see “Preliminary Publication”, IIe 2, p. 553.

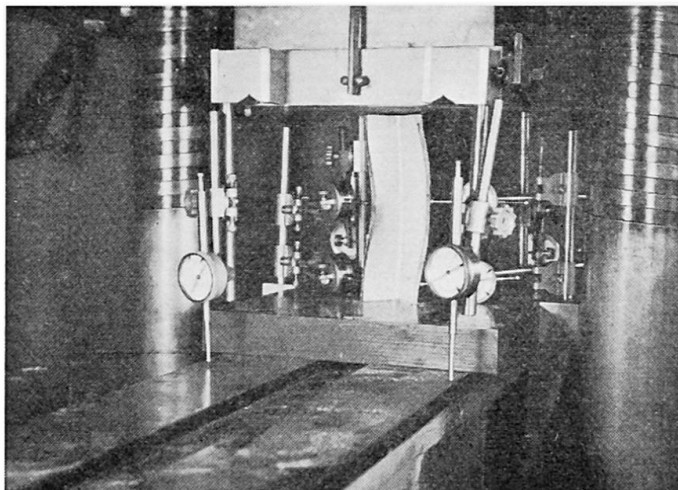


Fig. 1. Dispositif d'essai et appareils de mesure.

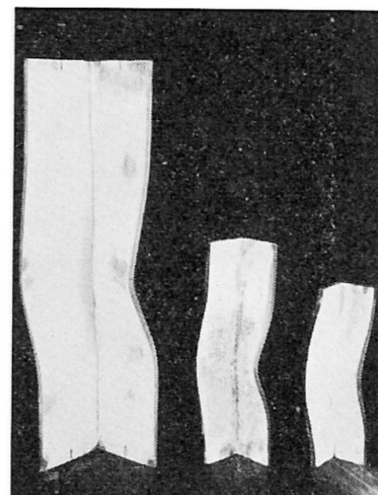


Fig. 2. Cornière en acier A 42 après essai. Ruine par torsion.

3. Résultats des essais sur cornières

Les courbes tensions-dilatations relatives à un essai de chaque groupe sont données aux fig. 3 et 4, respectivement pour l'acier A 42 et l'acier A 52.

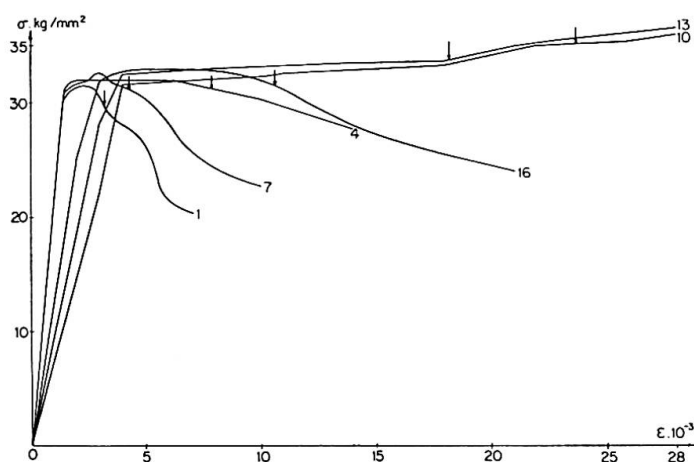


Fig. 3. Diagramme tensions-dilatations des essais de compression sur cornières en A 42.

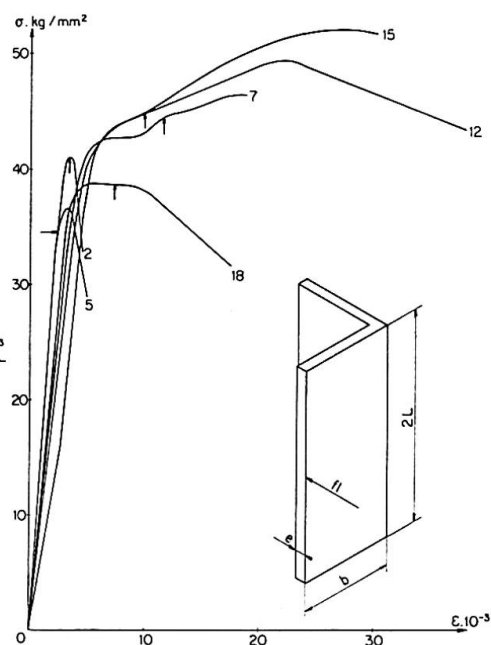


Fig. 4. Diagramme tensions-dilatations des essais de compression sur cornières en A 52.

Les rotations des cornières ont été mesurées (déplacements des bords libres) et sont reportées en fonction des dilatations aux fig. 5 et 6.

Les dilatations critiques (ϵ_{cr}) sont indiquées par des flèches sur tous ces diagrammes.

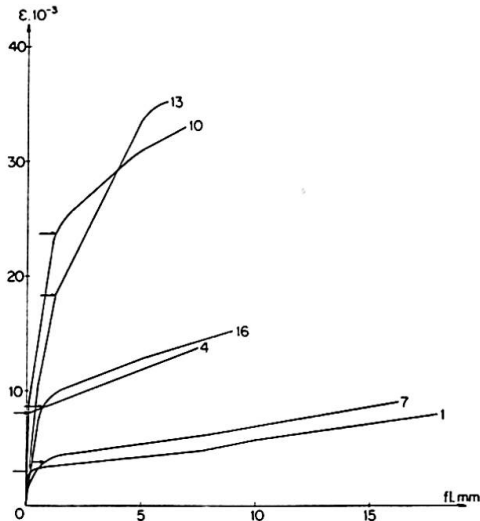


Fig. 5. Diagramme dilatations-flèches des essais de compression sur cornières en A 42.

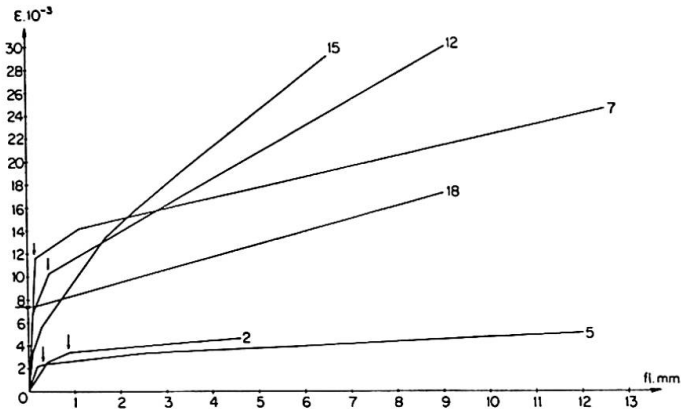


Fig. 6. Diagramme dilatations-flèches des essais de compression sur cornières en A 52.

On appelle ϵ_{cr} la dilatation pour laquelle les flèches ou les rotations commencent à croître beaucoup plus rapidement qu'elles ne le faisaient au début de l'essai.

La tension correspondant à la dilatation critique ϵ_{cr} est appelée tension critique σ_{cr} .

Les ϵ_{cr} sont reportés aux fig. 7 et 8 en fonction de b/e et comparées aux courbes théoriques tracées respectivement pour $R_e = 30,75 \text{ kg/mm}^2$ et $R_e = 39,1 \text{ kg/mm}^2$ à partir de la théorie établie par HAAIJER et THÜRLIMANN [2] pour l'acier doux.

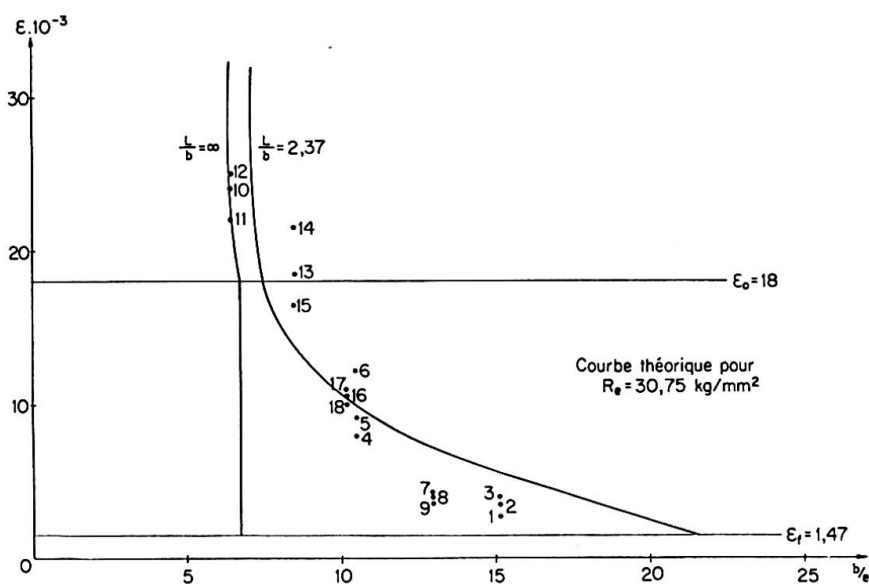


Fig. 7. Comparaison des résultats expérimentaux avec les courbes théoriques. Acier A 42.

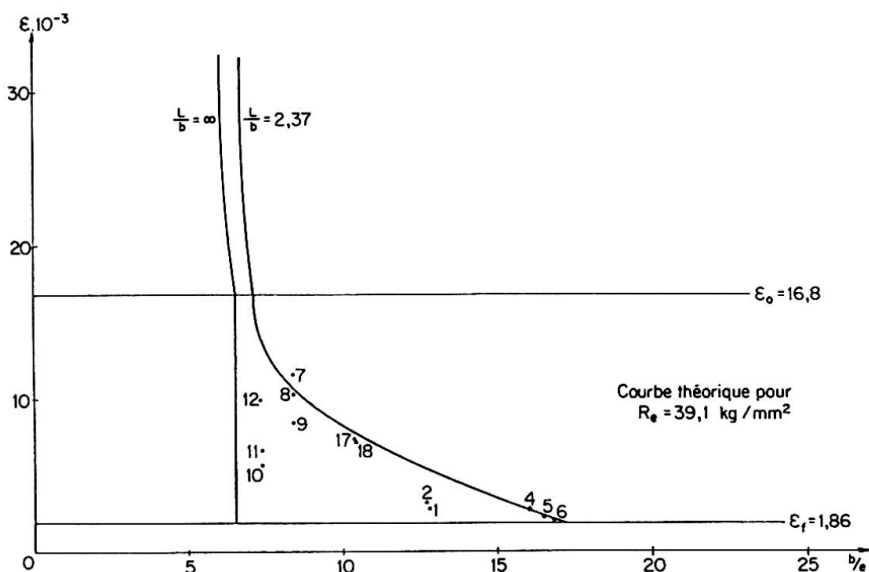


Fig. 8. Comparaison des résultats expérimentaux avec les courbes théoriques. Acier A 52.

4. Conclusions des essais sur cornières

On peut remarquer que la théorie du voilement élastoplastique des plaques établie par HAAIJER et THÜRLIMANN [2] pour l'acier doux et adaptée aux qualités d'acier A 42 et A 52 pour un rapport $L/b = 2,37$ représente d'une manière très satisfaisante les résultats des essais sur cornières.

Cette théorie est donc applicable aux aciers des nuances A 42 et A 52 pour autant que le rapport des dilatations à la fin du palier et élastique soit égal ou supérieur à 8.

Les éprouvettes n° 13, 14 et 15 en acier A 52 dont le rapport b/e vaut 6,42 ont été ruinées par flexion dans le domaine plastique, démontrant une fois de plus que le flambement peut se produire au-delà de la limite élastique dans la zone des grandes déformations.

IIIb. Essais en plasticité de quelques nœuds soudés

1. But des essais

Le but des essais est de comparer le comportement de quelques types de nœuds soudés au point de vue de leur résistance et de leur capacité de rotation, pour les qualités d'acier A 37 et A 52.

2. Description des essais sur nœuds soudés et caractéristiques

Quatre types de nœuds soudés, réalisés respectivement dans les nuances d'acier A 37 et A 52 ont été essayés en compression dans une presse Amsler de 500 tonnes — régime 100 tonnes — aux laboratoires d'Essais des Constructions du Génie Civil et d'Hydraulique Fluviale de l'Université de Liège.

La sollicitation et les positions des appareils de mesure sont schématisées à la fig. 9.

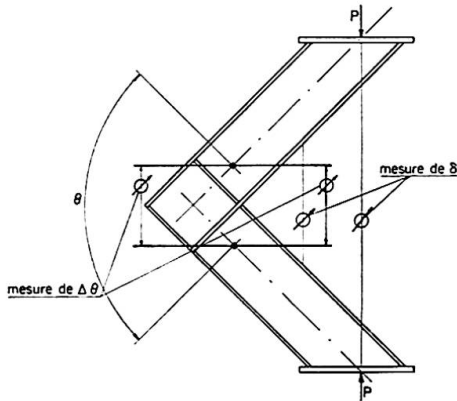
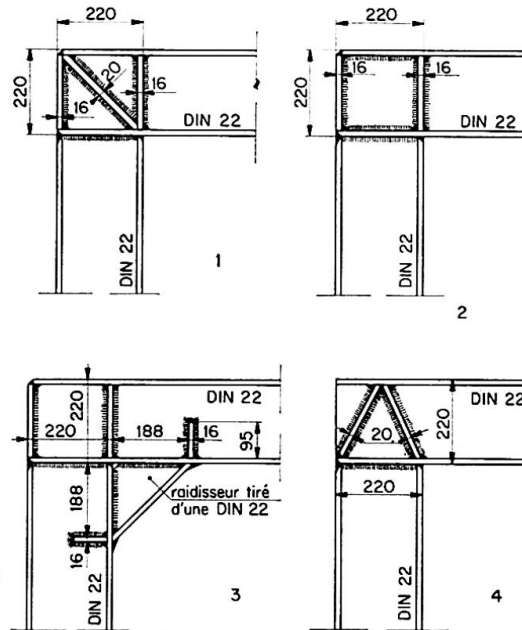


Fig. 9. Représentation schématique d'un essai de nœud.

Fig. 10. Types et dimensions des nœuds essayés en A 52.



Les différents types de nœuds en acier A 52, avec leurs dimensions, sont rassemblés à la fig. 10. Les nœuds en acier A 37 sont similaires, mais réalisés à partir de profilés DIL 20.

La mise en charge est réalisée par paliers successifs; à chaque palier, on mesure la flèche de fermeture du nœud au droit de la ligne d'action de la charge et à mi-distance entre le centre du nœud et la ligne d'action de la charge ainsi que la rotation relative de deux sections voisines du centre du nœud.

Les caractéristiques mécaniques en traction des aciers utilisés sont données au tableau VI.

3. Notations

- P charge appliquée au nœud.
- M_r moment dans la poutre ou la colonne dans la section où l'on mesure la rotation.
- M_n moment au centre du nœud.
- θ rotation des branches du nœud.
- δ flèche (fermeture) du nœud au droit de la ligne d'action de la charge.

4. Résultats des essais sur nœuds soudés

On a tracé aux fig. 11 et 12 les diagrammes moments-flèches, respectivement pour les nuances A 37 et A 52, tandis que les fig. 13 et 14 donnent les courbes moments-rotations.

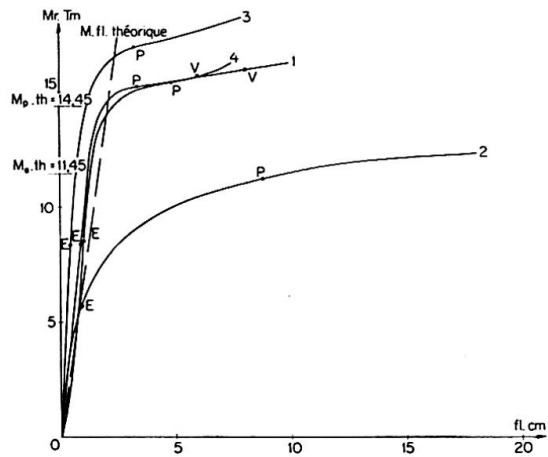


Fig. 11. Diagramme moments-flèches pour les nœuds en acier A 37.

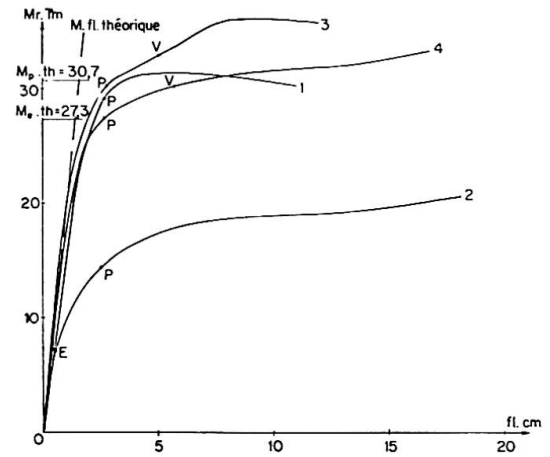


Fig. 12. Diagramme moments-flèches pour les nœuds en acier A 52.

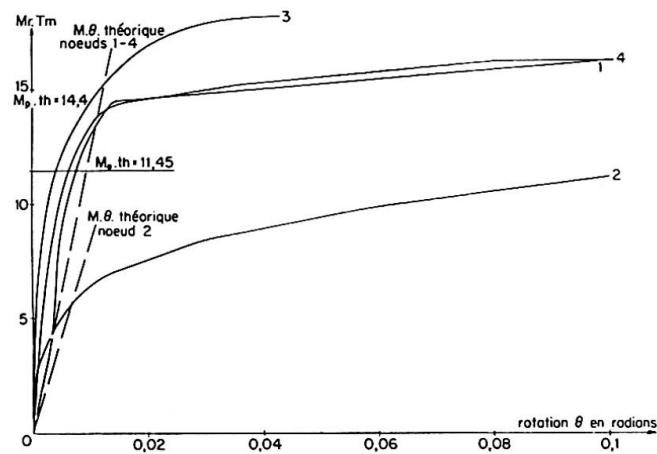


Fig. 13. Diagramme rotations-moments pour les nœuds en acier A 37.

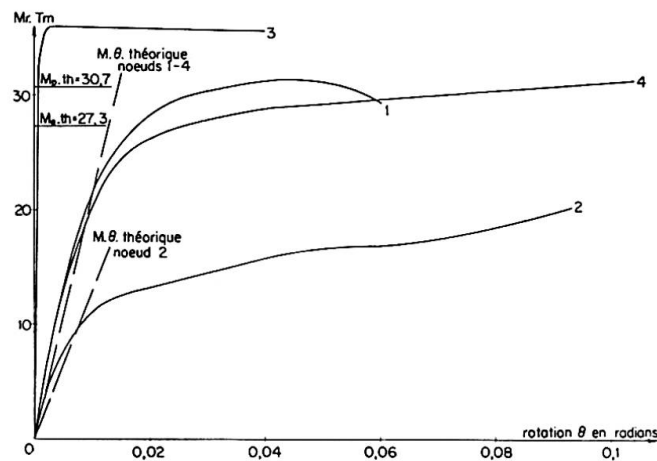


Fig. 14. Diagramme rotations-moments pour les nœuds en acier A 52.

La lettre *E* indique les moments correspondant au début de plastification de l'âme. La lettre *P* les moments correspondant au début de plastification des semelles. La lettre *V* les moments correspondant à l'apparition d'un voilement local des semelles.

Sur ces mêmes diagrammes, on a également représenté en pointillé les droites théoriques moments-flèches et moments-rotations relatives aux nœuds 1 et 4 avec raidisseur et au nœud 2 sans raidisseur calculées à partir de la théorie développée par FISHER, DRISCOLL et SCHUTZ [5].

5. Conclusions des essais sur nœuds soudés (fig. 11 à 14)

Les conclusions suivantes sont valables pour les nœuds réalisés en acier A 52 aussi bien que pour ceux réalisés en acier A 37.

- Dans la phase élastique, le comportement réel de tous les nœuds est bien représenté par les courbes théoriques établies par FISHER, DRISCOLL et SCHUTZ [5].
- Le moment plastique théorique a été atteint et même dépassé par les nœuds 1, 3 et 4. Dans le cas du nœud 2 non raidi, il n'a pu être atteint du fait de l'entrée en plasticité par cisaillement de l'âme au centre du nœud.
- Les nœuds 1 et 4 ont une grande capacité de rotation plastique. Leur conception est simple et leur réalisation aisée et économique.
- Le nœud 3 a une résistance supérieure aux autres types de nœuds mais une capacité de rotation nettement moindre que les nœuds 1 et 4.
- Le nœud 2 se déforme très tôt par cisaillement; sa capacité de rotation est très grande mais on ne peut atteindre le moment plastique dans la poutre ou la colonne.
- Le voilement des semelles comprimées se manifeste dans le domaine plastique pour des tensions égales à 26,1 kg/mm² pour l'acier A 37 et 40 kg/mm² pour l'acier A 52.

Les minceurs adoptées étaient d'ailleurs conformes aux recommandations données pour l'acier A 37 à l'addendum à la NBN 1 et, pour l'acier A 52, à la référence 10, se rapportant à une semelle comprimée sous l'effet d'une sollicitation par flexion et/ou par une force axiale :

$$\frac{b}{e} = \frac{200}{15} = 13,33 < 17 \quad \text{— A 37,}$$

$$\frac{b}{e} = \frac{220}{16} = 13,75 < 14 \quad \text{— A 52.}$$

IV. Essais de déversement sur des pièces fléchies en acier A 52

Ces essais, qui ont pour but de déterminer des règles pour l'espacement des pièces d'entretoisement dans les poutres fléchies en danger de déversement, sont actuellement en cours. Les résultats en seront publiés ailleurs.

Bibliographie

1. G. HAAIJER: "Plate Buckling in the strain-hardening range." Journal of the Engineering Mechanics Division, Volume 83, April 1957, Paper 1212.
2. G. HAAIJER and B. THÜRLIMANN: "On Inelastic buckling in steel." Journal of the Engineering Mechanics Division, Volume 84, April 1958, Paper 1581.
3. Commentary on Plastic Design in Steel by a joint committee of the Welding Research Council and the American Society of Civil Engineers.
4. Commentary on Plastic Design in Steel. Additional Design considerations. Progress Report n° 3 of the joint WRC. ASCE Committee on Plasticity Related to Design. Journal of the Engineering Mechanics Division. Volume 85 EM 84, October 1959, Paper 2230.
5. J. W. FISHER, G. C. DRISCOLL JR. and F. W. SCHUTZ JR.: "Behavior of Welded Corner Connections." Welding Journal, May 1958.
6. A. A. TOPRACSOGLU, L. S. BEEDLE and B. G. JOHNSTON: "Connections for Welded Continuous Portal Frames." Welding Journal, July 1951 and August 1951.
7. A. A. TOPRAC and L. S. BEEDLE: "Further studies of Welded Corner Connections." Welding Journal, July 1955.
8. A. A. TOPRAC: "An Investigation of Welded Rigid Connections for Portal Frames." Welding Journal, January 1954.
9. L. FINZI: «Criteri di calcolo ed esperienze sui nodi trave-colonna nelle Ossature d'acciaio.» Costruzioni Metalliche 6. Novembre-Décembre 1960.
10. R. ANSLIJN, E. MAS et CH. MASSONNET: «Extension des méthodes de calcul basées sur la plasticité à l'acier A 52.» VIIe Congrès de l'A.I.P.C., Rio de Janeiro, 1964, Publ. Préliminaire.
11. CH. MASSONNET, R. ANSLIJN et E. MAS: «Essais de flexion plastique sur des poutres continues en acier A 37 et A 52» (en anglais, allemand et français). Acier-Stahl-Steel, N° 12, pp. 551—558, 1963.

Résumé

Les présents essais font suite à ceux présentés dans la Publication Préliminaire (pp. 553 à 564). Ils comprennent:

- a) Des essais de compression sur cornières en acier A 52; ces essais ont montré que la théorie du voilement élastoplastique des plaques établie par HAAIJER et THÜRLIMANN est applicable à l'acier A 52.
- b) Des essais jusqu'à la ruine sur quelques nœuds soudés à deux branches, tant en acier A 37 qu'en acier A 52; ces essais ont montré que les nœuds en A 52 développent une résistance ultime supérieure au moment plastique et ont une capacité de rotation plastique aussi grande que les nœuds homologues faits en acier doux (A 37).

Zusammenfassung

Die beschriebenen Versuche sind die Fortsetzung der im «Vorbericht» veröffentlichten (S. 553—564). Sie umfassen:

- a) Druckversuche an Winkelprofilen aus Stahl St 52. Diese Versuche bestätigen die Anwendbarkeit der Theorie des Beulens im unelastischen Bereich nach HAAIJER und THÜRLIMANN auf Stahl 52.
- b) Traglastversuche an geschweißten Rahmenecken aus St 37 und St 52. Die Rahmenecken aus St 52 wiesen eine höhere Tragfähigkeit als das plastische Moment auf und zeigten eine ebenso große plastische Rotationsfähigkeit wie jene aus St 37.

Summary

The present tests are a continuation of those presented in the Preliminary Publication (pp. 553 to 564). They comprise:

- a) Compression tests on angles made of A 52 steel; these tests showed that the theory of elastoplastic buckling of plates established by HAAIJER and THÜRLIMANN is applicable to A 52 steel.
- b) Tests to collapse on welded connections with two branches, both in A 37 steel and in A 52 steel; these tests showed that connections in A 52 steel develop an ultimate strength greater than the plastic moment and have a plastic rotation capacity as great as homologous connections made in mild steel (A 37).

Leere Seite
Blank page
Page vide