

Rapport général

Autor(en): **Dubas, Pierre**

Objekttyp: **Article**

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

Band (Jahr): **7 (1964)**

PDF erstellt am: **13.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-7847>

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

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**

Rapport général

PIERRE DUBAS

Ecole Polytechnique Fédérale, Zurich

Alors que le thème III du 7e congrès de l'AIPC est réservé à quelques types particuliers d'ouvrages métalliques, le thème II est consacré à des questions fondamentales concernant l'ensemble de la construction métallique et plus particulièrement aux propriétés des matériaux et aux particularités de leur mise en œuvre, aux moyens d'assemblage récents (boulons à haute résistance, soudure, collage) et à certains aspects de la résistance limite des constructions.

Ces importantes questions n'appartiennent pas qu'au domaine du génie

civil mais la plupart intéressent également les industries mécaniques en général et il n'est pas étonnant que la bibliographie mondiale y relative devienne toujours plus abondante et par là même inabordable dans sa totalité. Il ne saurait donc être question de donner ici un aperçu d'ensemble valable et nous nous limiterons aux aspects particuliers qui ont fait l'objet de communications, en tentant de relever les points qui mériteraient d'être approfondis.

a) Aciers à haute résistance et leur mise en œuvre

L'expression «acier à haute résistance» englobe souvent les aciers du type 50 ÷ 52, avec une limite élastique atteignant au moins 36 kg/mm². Cette nuance, probablement l'une des plus utilisées dans le domaine des ponts-routes, est bien connue et les problèmes que posent l'élaboration et la mise en œuvre de ces aciers sont pratiquement résolus. Il a dès lors été décidé de ne traiter que les aciers présentant des caractéristiques mécaniques encore plus élevées, c'est-à-dire une limite élastique dépassant 38 kg/mm².

En Europe tout au moins, les aciers à très haute résistance ont d'abord été développés pour les besoins de la grosse chaudronnerie (conduites forcées, réservoirs sous pression, etc.) et n'ont encore été que peu appliqués aux ponts¹⁾ et encore moins aux charpentes. C'est peut-être pour cette raison qu'une seule contribution a été soumise.

M. WALLNER y énumère d'abord les facteurs qui réduisent les avantages des aciers à haute résistance dans les poutres fléchies (distribution non uniforme des contraintes, fatigue, flèches, stabilité etc.) puis il présente les caractéristiques des aciers spéciaux mis au point par la VÖEST. Ces aciers, comme ceux vendus sous d'autres dénominations mais appartenant à la même classe, possèdent non seulement une limite élastique élevée mais également une soudabilité excellente et ils sont peu sensibles à la fragilité et au vieillissement²⁾.

M. WALLNER relève une propriété moins connue de ces aciers calmés à l'aluminium: leur fluage sous des sollicitations proches de la limite élastique, fluage qui tend à réduire les pointes locales de contraintes.

¹⁾ Citons cependant le pont de Chamoson sur le Rhône (Suisse) comprenant des éléments en acier 60 T (limite élastique 45 kg/mm²) de l'Alpine, Usines de Donawitz (Autriche). Voir par exemple Schw. Techn. Zeitschrift, 6 juin 1957.

²⁾ En Europe, la plupart de ces aciers étaient à l'origine des aciers chaudières spéciaux, présentant des garanties sérieuses de résilience à basse température ou après vieillissement; en étendant la classification de la norme allemande DIN 17100, ils appartiendraient à une classe 4 ou même 5. Presque chaque marque offre toute la gamme des nuances, de l'acier doux à l'acier à très haute résistance, par exemple pour l'ALDUR cité par M. WALLNER, les nuances 35, 41, 44, 47 et 50 en plus de celles décrites dans la communication.

On remarquera par ailleurs que ces aciers calmés, à grain fin, ne possèdent pas une température de transition bien définie mais que leur résilience décroît de façon régulière.

Pour les aciers Si-Mn faiblement carburés et livrés à l'état normalisé, on ne peut guère dépasser une limite élastique d'environ 42 kg/mm^2 ³⁾. Si l'on veut aller plus haut tout en limitant la teneur en carbone pour garantir la soudabilité, on peut soit ajouter des éléments d'alliage comme Ni, Va, Cr, Mo, Ti, Cu, etc.⁴⁾, soit recourir à un traitement thermique (trempe et revenu)⁵⁾. Souvent, on combine les deux procédés, ce qui permet d'arriver à des limites élastiques très élevées, dépassant 70 kg/mm^2 pour certains aciers américains et leurs similaires européens.

Il est regrettable que la mise en œuvre de ces aciers spéciaux, en particulier des aciers traités, n'ait pas fait l'objet de contributions bien qu'ils aient été largement utilisés aux Etats-Unis⁶⁾ et il faut espérer que des expériences, bonnes et mauvaises, soient communiquées au congrès même.

b) Boulons à haute résistance

Depuis le congrès de Stockholm, où le problème des boulons HR a déjà été traité, ce mode d'assemblage s'est encore développé tant du point de vue des recherches que des applications pratiques et il a semblé intéressant de le retenir pour le présent congrès.

Comme le mode d'action des boulons HR est bien connu et que leurs caractéristiques géométriques et leurs propriétés mécaniques n'ont guère subi de changements ces dernières années, nous passerons tout de suite aux recherches relatives aux assemblages et d'abord à la résistance des assemblages à recouvrement (efforts dirigés suivant le plan du joint).

Assemblages à recouvrement (boulons «cisailés»)

Dans le «Rapport Final» du congrès de Stockholm, on a déjà relevé la différence des conceptions américaine et européenne en ce qui concerne la manière d'évaluer la sécurité des assemblages par boulons HR. Cette différence ne touche que les attaches appelées aux Etats-Unis «bearing type» et pour lesquelles la sécurité est déterminée uniquement à partir de la charge de rup-

³⁾ Par exemple FERALSIM 58 de la Fabrique de Fer de Charleroi (Belgique), EL SO 42 de la Société des Forges et Ateliers du Creusot (France) ou HYDROSTAL 42 des Hoogovens Ijmuiden (Hollande).

⁴⁾ On atteint alors une limite élastique d'environ 50 kg/mm^2 , par exemple BH 51 de la Ruhrstahl AG, Henrichshütte, Hattingen.

⁵⁾ Par exemple l'ALDUR 55/68 cité par M. WALLNER, avec une limite élastique de 55 kg/mm^2 .

⁶⁾ Pour des poutres à treillis (ponts de Carquinez, de New-Albany etc.) ou à âme pleine (pont de Whiskey-Creek). En Suisse, par contre, l'application aux conduites forcées soudées n'a guère été encourageante.

ture, et non à partir de la charge de glissement comme cela est demandé en Amérique pour les assemblages du type « friction » et en Europe de façon générale.

C'est donc principalement le comportement à la rupture des assemblages par boulons HR entre pièces en acier A 440 (correspondant à l'acier 52) qui faisait l'objet des essais décrits par MM. FISHER, RAMSEIER et BEEDLE⁷⁾. Dans les grandes lignes, la résistance à la rupture par cisaillement des boulons HR n'est guère influencée par la nuance de l'acier utilisée pour les pièces assemblées. Pour les longs joints (avec plus de quatre boulons en ligne) toutefois, la limite élastique plus élevée de l'acier A 440 permet aux boulons d'entrer en plasticité avant les éléments du joint, ce qui conduit à une meilleure distribution des efforts dans les boulons lors de la rupture.

On sait que les prescriptions américaines n'attachent que peu d'importance à la préparation des surfaces en contact et les essais précités n'ont porté que sur des pièces nettoyées à la brosse et dégraissées. Il est curieux de constater que le coefficient de friction moyen s'est élevé à 0,32 et qu'il est *inférieur* à celui de 0,35 obtenu pour l'acier A 7 (correspondant à l'acier doux).

Les essais décrits par M. KONISHI concernent des poutres soudées en acier à haute résistance, soumises tant à des charges statiques qu'à la fatigue, et dont le joint central était sollicité en flexion pure⁸⁾.

Les essais statiques ont montré la grande raideur des assemblages par friction qui se traduit, d'une part, par des flèches égales à celles d'une poutre sans joint mais, d'autre part, par une distribution très défavorable des efforts dans les lignes de boulons, avec une concentration caractéristique aux extrémités. Quant aux ruptures par fatigue, elles se sont produites en dehors du joint.

MM. BEER et WALLNER étudient le problème du cheminement graduel des assemblages soumis à des sollicitations répétées, peu inférieures à celles provoquant le glissement statique. Comme les essais de M. KONISHI et les mesures sur des ouvrages décrites par M. AURNHAMMER, ces essais montrent la répartition caractéristique des déplacements relatifs dans les assemblages HR, avec la distribution correspondante des efforts dans les boulons. Il en résulte certains déplacements irréversibles, qui n'augmentent toutefois pas avec le nombre de mises en charge pourvu que l'on ne dépasse pas 95% de la charge de glissement effective. Ces essais aident à comprendre le mécanisme de la transmission des efforts par friction, ou plutôt par grippage des aspérités de deux surfaces en contact et qui ne peuvent s'écarter l'une de l'autre. Il serait

⁷⁾ Ce travail a paru dans le 23e volume des « Mémoires » 1963, pages 135—158.

⁸⁾ L'auteur n'indique malheureusement pas l'état des surfaces ni la manière de dimensionner les boulons. On remarquera cependant que la semelle inférieure, avec une section brute de 40 cm², est attachée par 12 boulons \varnothing 22 à double recouvrement, ce qui paraît très élevé et diminue l'intérêt des essais.

utile d'accroître nos connaissances à ce sujet, surtout en ce qui concerne la fatigue.

MM. TOMONAGA et TAJIMA mettent entre autres en évidence l'importance d'une sécurité suffisante au glissement pour les assemblages soumis à la fatigue. Lorsque la charge de glissement est inférieure à celle provoquant la rupture par fatigue, cette dernière décroît considérablement⁹⁾. Il en est de même lorsque le nombre des boulons en ligne augmente. Enfin, les essais ont permis d'établir une formule pour les contraintes admissibles à la fatigue des assemblages HR¹⁰⁾.

Assemblages par boulons tendus

Les essais décrits par MM. TADA et NAKA concernent des joints sollicités en traction pure. On sait que ces attaches précontraintes sont peu déformables tant que la traction appliquée ne suffit pas à décoller les pièces en contact. Si l'effort extérieur T était appliqué *directement* au boulon, l'augmentation ΔP de la traction y serait donnée avant décollage par la relation

$$\Delta P \delta_B = (T - \Delta P) \delta_L,$$

où δ_B désigne l'allongement du boulon pour une force unitaire et δ_L , la variation de la distance correspondante pour les pièces de liaison, compte tenu des flexions éventuelles. Si l'on néglige ces flexions et si l'on admet que le boulon et les pièces précomprimées ont la même longueur, on obtient la formule (1) de MM. TADA et NAKA. Cette relation n'est cependant pas valable lorsque la traction extérieure est appliquée *indirectement* aux boulons, comme dans les essais décrits et toutes les applications pratiques. En première approximation, on obtient dans ce cas un terme supplémentaire de la forme $-T \delta_T$ dans le membre de droite de la relation précédente, δ_T étant la déformation des pièces de liaison correspondant à l'introduction des efforts¹¹⁾. Tout se passe donc comme si ces pièces étaient plus raides ou avaient une plus grande section.

⁹⁾ Ceci justifie l'adoption d'une sécurité au glissement plus grande pour les ouvrages soumis à la fatigue.

¹⁰⁾ Comme l'indique le Stahlbau-Taschenkalender 1964, p. 143, on ne dispose pas encore d'une formule semblable en Europe.

En ce qui concerne les efforts à introduire pour le calcul en section nette, les mesures de MM. TOMONAGA et TAJIMA confirment la formule donnée par les «Directives pour l'utilisation de boulons à haute résistance dans les ponts et charpentes du domaine du chemin de fer», établies par l'Union Internationale des Chemins de Fer, soit $P(1 - 0,4r/n)$. Dans le cas particulier, $r=1$ tandis que n désigne le nombre total des boulons, variant ici de 2 à 10. La formule n'est pas valable pour la *rupture* en traction, le frottement étant alors fortement diminué par la contraction latérale des pièces qui diminue le serrage des boulons. Toutefois, du moment qu'on adopte le glissement comme critère de sécurité, le comportement à la rupture est secondaire.

¹¹⁾ A la limite, lorsque l'effort appliqué est introduit dans la surface médiane du joint, les pièces de liaison ne sont pas décomprimées et $\Delta P=0$ jusqu'au décollage.

Cela, avec d'autres influences, explique en bonne partie le coefficient correctif α de MM. TADA et NAKA, alors que les imperfections locales des surfaces en contact ne devraient jouer qu'un rôle secondaire. Quant aux courbes de raccordement visibles à la fig. 5, elles s'expliquent, entre autres, par l'effet de levier mentionné par MM. CARPENTIER et ALEMANY et étudié par MM. DOUTY et McGUIRE¹²). Il s'agit de la flexion due à l'introduction de l'effort appliqué, qui provoque une déformation des pièces assurant l'assemblage; ces pièces ont donc tendance à s'appuyer sur leurs bords extérieurs et les boulons doivent évidemment reprendre ces réactions. L'effet est d'autant plus important que les pièces sont plus flexibles¹³).

Cet effet de levier a certainement joué un rôle important dans les assemblages fléchis très souples sur lesquels M. GOFFI a réalisé des essais. De plus, par suite de la faible épaisseur des pièces d'assemblage, l'effort de précontrainte des boulons ne pouvait se répartir que sur une surface réduite, ce qui, en augmentant le terme δ_L de la formule p. 321, accroît la part de la traction appliquée qui doit être reprise directement par les boulons. Les essais de M. GOFFI sont donc intéressants également par leur aspect négatif: ils montrent les limites qu'il convient de ne pas dépasser pour la minceur des pièces assemblées si l'on veut éviter que les boulons HR tendus se comportent pratiquement comme des boulons ordinaires parce que l'effet favorable de la précontrainte est en grande partie éliminé par des influences secondaires, dues en particulier au mode d'introduction des efforts.

D'une façon générale les assemblages fléchis, comme ceux comportant des platines soudées à la poutre, mentionnés par MM. CARPENTIER et ALEMANY, posent des problèmes complexes. En régime élastique comme à la ruine, un calcul correct devrait tenir compte du genre d'introduction des efforts appliqués ainsi que du mode de décompression et des déformations (effet de levier) des pièces de liaison qui en résultent, des sollicitations locales de l'élément assemblé, qui n'obéissent plus à la résistance des matériaux au droit de l'attache, etc. Pour les sollicitations répétées, le problème se complique encore¹⁴). Il est à souhaiter que des résultats concrets soient présentés au congrès, spécialement pour les assemblages de grandes sections, qui sortent du domaine des essais systématiques déjà connus¹⁵).

¹²) Voir sous thème IIe.

¹³) La prescription des « Directives de l'UIC » (voir note 10) qui limite à 80 % de l'effort de précontrainte l'effort axial de traction par boulon ainsi que la recommandation semblable de MM. TADA et NAKA n'est donc pas assez sévère pour des attaches flexibles; on risque dans ce cas la rupture des boulons, par effet de levier, sous des efforts appliqués largement inférieurs aux efforts de précontrainte, ce que montrent les essais de MM. DOUTY et McGUIRE.

¹⁴) Voir par exemple R. JONES et A. R. BAKER, High Strength Bolts, The Structural Engineer, juillet 1961.

¹⁵) Voir par exemple O. STEINHARDT, Zur Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau, 6e congrès de l'AIPC, Stockholm, « Rapport Final ».

Mise en œuvre des boulons HR, expériences relatives aux efforts de serrage et de friction

Ces questions, évoquées par tous les auteurs déjà mentionnés, sont traitées spécialement par M. AURNHAMMER. Cette contribution montre bien les difficultés pratiques à réaliser des efforts de serrage et des efforts de frottement facilement mesurables, bien définis et permanents. Précision des instruments de mesure, tolérances de fabrication, traitement et état des surfaces¹⁶⁾, relaxation etc., tous ces effets tendent à provoquer une dispersion des résultats inaccoutumée en construction métallique. Il est donc nécessaire d'en tenir compte lorsque l'on fixe le coefficient de sécurité au glissement. Ce problème de la sécurité pourrait faire l'objet d'un intéressant échange d'idées au congrès, sur le plan international, car il ne semble guère logique que les coefficients de sécurité proposés pour les ponts puissent varier de 1,25 (MM. BEER et WALLNER) à 1,8 (MM. TOMONAGA et TAJIMA), cette différence s'accroissant encore si l'on considère les coefficients de frottement adoptés (pour l'acier 50 ÷ 52, $\mu = 0,6$ selon les « Directives » de l'UIC et $\mu = 0,4$ pour les chemins de fer japonais).

Conclusions

Bien que l'état de nos connaissances relatives aux boulons HR ait fait de réjouissants progrès depuis le congrès de Stockholm, un certain nombre de questions restent à élucider, par exemple :

- pour les assemblages à recouvrement: les précautions à prendre et la précision à exiger lors de la mise en œuvre, le mécanisme profond de la friction, le degré de sécurité à adopter contre le glissement;
- pour les assemblages à boulons tendus: une étude poussée de leur comportement, en tenant compte des déformations de tous les éléments en présence, ainsi que le problème des sollicitations répétées.

c) Soudage et collage

Soudage

Les contributions relatives à la soudure traitent toutes des procédés automatiques et semi-automatiques; la soudure par points n'a toutefois pas été abordée.

¹⁶⁾ Remarquons en passant que MM. C. TREMOLADA et P. BERNABÒ, dans leur article intitulé « Giunti ad attrito con bulloni ad alta resistenza. Ricerca e determinazione degli elementi di calcolo » paru dans « Costruzioni metalliche », mars-avril 1963, p. 66, indiquent une supériorité des surfaces décapées au chalumeau oxyacétylénique sur celles décapées au jet de sable, alors que M. AURNHAMMER et MM. TOMONAGA et TAJIMA ont trouvé un résultat inverse, ce qui montre bien la complexité du problème.

M. FALTUS décrit les systèmes de soudage sous flux, sous protection gazeuse (CO_2) et sous laitier (avec une application particulière, la soudure en canal) ainsi que la soudure des goujons. Il compare ces procédés à la soudure manuelle avec électrodes enrobées et indique pour chaque système les exigences plus ou moins élevées en ce qui concerne la soudabilité des aciers et les caractéristiques de la mise en œuvre (préparation des chanfreins, position de soudage, préchauffage, etc.). Il compare également les influences thermiques, les propriétés mécaniques des joints, les temps de soudage et les domaines d'application.

C'est aussi à la soudure sous flux, sous protection gazeuse et sous laitier que M. NEUMANN consacre sa contribution. En plus d'intéressantes considérations relatives à l'économie, il communique les résultats d'essais statiques et à la fatigue réalisés à l'Institut de Halle sur des cordons soudés sous protection de CO_2 et sous laitier. Ces recherches ont montré que même de légers défauts (pores, petites inclusions de laitier) diminuent la résistance aux efforts répétés et que seules les soudures automatiques sans défaut atteignent les résistances des soudures manuelles. Les essais de fatigue ont également porté sur des joints de poutres, avec diverses dispositions¹⁷⁾.

MM. TANAKA et HASEGAWA décrivent un pont mixte soudé, comportant des éléments en acier traité à très haute limite élastique (plus de 50 kg/mm^2). Ils indiquent les procédés de soudure utilisés (sous flux, sous CO_2) ainsi que les essais préparatoires, les précautions prises (préchauffage) et les conditions de soudage, les résistances et les résiliences obtenues, etc. On remarquera toutefois qu'aucun essai de fatigue n'a été réalisé.

Les communications présentées montrent que les procédés de soudage automatiques et semi-automatiques ont fait de grands progrès ces dernières années mais que certaines difficultés restent à vaincre avant qu'ils puissent supplanter la soudure manuelle en construction métallique. Une discussion au congrès, entre praticiens de divers pays, pourrait être très fructueuse.

Collage

Les assemblages par collage, courants en aviation, sont peu utilisés en construction métallique. Comme le relève M. AURNHAMMER, les résistances des adhésifs sont encore insuffisantes, ce qui interdit de reprendre facilement de grands efforts.

Après avoir présenté quelques résultats d'essais de principe effectués sur des assemblages à recouvrement, M. AURNHAMMER expose donc principalement les recherches entreprises pour une application spéciale du collage: la fixation de la voie sur les platelages métalliques d'ouvrages ferroviaires. Les essais ont été encourageants et des fixations collées, en service depuis plus de deux ans, se sont bien comportées.

¹⁷⁾ Il est intéressant de constater que le joint total avec découpures de l'âme au droit du cordon transversal, rejeté par M. NEUMANN, est d'usage courant dans certains pays.

M. PAULL et MM. SZÉPE et PLATTHY examinent le problème de la résistance des assemblages à recouvrement. Comme dans les joints HR, la condition de compatibilité entre les allongements des pièces attachées et les déformations tangentielles de la couche collante conduit à une distribution des cisaillements caractérisée par des pointes d'extrémité. Le rapport de la contrainte maximum τ_{max} à la contrainte moyenne τ_m est de la forme $\frac{\tau_{max}}{\tau_m} = f(K)$, K étant un paramètre dépendant des données géométriques de l'assemblage et de la rigidité au cisaillement de la couche collante; cette rigidité intervient selon VOLKERSEN sous la forme G/δ , G étant le module de cisaillement et δ , l'épaisseur de la couche collante. MM. SZÉPE et PLATTHY¹⁸⁾ proposent de modifier le facteur de VOLKERSEN K en remplaçant le terme G/δ par un facteur c , indépendant de l'épaisseur; ils présentent à l'appui de leur thèse les résultats d'essais effectués sur de nombreuses éprouvettes¹⁹⁾. Quant à M. PAULL, il utilise pratiquement le même paramètre et montre que la résistance à la rupture décroît environ linéairement quand le paramètre augmente.

Il serait souhaitable que d'autres applications récentes, par exemple le collage de l'acier au béton dans les ponts mixtes, l'action combinée du collage et de boulons HR, etc., fassent l'objet d'une discussion lors du congrès.

d) Résistance à la fatigue des éléments de construction

Le domaine de la résistance à la fatigue est extrêmement vaste et ne peut être qu'effleuré lors d'un congrès.

MM. FISHER et VIEST présentent les conclusions tirées des essais à la fatigue en vraie grandeur qui constituaient une partie de l'«AASHO Road Test». Ils montrent que les nombres d'alternances jusqu'à la fissuration constatés pour les ponts-routes métalliques placés dans les circuits d'essai sont inférieurs²⁰⁾ à ceux obtenus en laboratoire sur des poutres semblables, c'est-à-dire des profilés renforcés par des semelles sur une partie de leur longueur. Ils restent cependant dans la zone de dispersion probable. Les résultats acquis en laboratoire sont donc applicables directement au dimensionnement des ouvrages, même si les fréquences de chargement sont fort différentes.

¹⁸⁾ Voir aussi, des mêmes auteurs, «Esperimenti sulla unione di metalli con collanti sintetici in Ungheria», Costruzioni metalliche, mai-juin 1963.

¹⁹⁾ MM. SZÉPE et PLATTHY admettent que la contrainte τ_{max} est déterminante pour la rupture et que les assemblages collés, au contraire de la plupart de ceux utilisés en construction métallique, restent élastiques jusqu'à la ruine. Cette hypothèse n'est cependant pas confirmée en général, comme le montre entre autres la thèse de M. F. JÄGER «Spannungs- und Dehnungsverhalten von Metallklebungen», Juris-Verlag, Zurich 1962.

²⁰⁾ Il faut cependant remarquer que la résistance et la limite élastique des aciers essayés en laboratoire étaient supérieures à celles des poutres des ponts.

Après avoir comparé les résultats des essais aux contraintes admissibles de divers règlements, MM. FISHER et VIEST proposent un procédé général pour l'étude à la fatigue, en admettant que la limite d'endurance ne dépend pas, dans le domaine intéressant, de la résistance et de la limite élastique de l'acier. Cette hypothèse est infirmée par les essais entrepris en Allemagne²¹⁾ sur des barreaux forés, présentant donc une entaille très sévère et bien définie: les valeurs obtenues avec l'acier 52 sont largement supérieures à celles de l'acier 37; pour les contraintes alternées, le rapport dépasse 1,4. Quoiqu'il en soit, la contribution de MM. FISHER et VIEST pourra appeler une intéressante discussion lors du congrès.

Lors des essais précédents, les charges appliquées à chaque alternance ne variaient pratiquement pas. Dans les ponts-routes au contraire, les sollicitations dues aux surcharges présentent des fluctuations considérables. Il s'agit donc d'une fatigue sous des alternances d'amplitude fortement variable, un problème encore mal connu. Dans son étude, M. FREUDENTHAL admet que, dans ce cas, on peut assimiler la rupture par fatigue à la ruine d'un ouvrage déjà fatigué par l'effet des charges de service. On a donc pratiquement deux spectres de charges différents: celui des charges de service, provoquant un endommagement mais non la rupture par fatigue, et celui des charges limites pouvant conduire à la ruine. En utilisant les lois de la statistique, M. FREUDENTHAL peut alors estimer la durée de service d'un ouvrage. Ces résultats théoriques ne peuvent guère être utilisés directement à l'heure actuelle — il manque les données statistiques de base sur la distribution des charges — mais ils aident à apprécier la sécurité d'un ouvrage.

La contribution de M. LEONHARDT est réservée à un problème particulier, celui de l'amélioration de la résistance à la fatigue des câbles de ponts suspendus et plus spécialement de leur fixation. Cette question prend de l'importance à cause de la diminution du poids mort des tabliers modernes et de l'augmentation des surcharges. M. LEONHARDT propose de remplacer les culots habituels par des têtes d'ancrage semblables à celles utilisées en béton précontraint. Il décrit également un nouveau procédé de composition des câbles.

La communication de MM. RODERICK et RAWLINGS ne concerne plus la résistance à la fatigue classique mais se rattache plutôt au calcul en plasticité des constructions soumises à des sollicitations répétées lentes. Les contraintes de rupture déterminées dans les essais de flexion exécutés à faible fréquence ($1\frac{1}{2}$ mise en charge par minute) dépassent toutes la limite élastique de l'acier et sont précédées de déformations plastiques²²⁾ plus ou moins grandes. Les

²¹⁾ S. WINTERGERST und K. HECKEL: «Untersuchungen der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen mit St 37», Der Stahlbau, 1962; K. KLÖPPEL und H. WEIHERMÜLLER: «Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52», Der Stahlbau, 1960.

²²⁾ L'influence des déformations à froid, qui peut provoquer une augmentation de la résistance à la fatigue sous un nombre réduit de cycles, est donc ici un facteur important.

résultats obtenus ne permettent pas de tirer des conclusions générales; ils montrent cependant nettement l'effet d'entaille de la soudure. Des expériences complémentaires²³⁾ seront nécessaires pour élucider le problème.

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

Du très grand nombre de problèmes relatifs au calcul en plasticité, il n'en a été retenu que deux pour le congrès: celui de l'utilisation d'aciers à haute résistance, présentant une relation contrainte-allongement différente de celle de l'acier doux, et celui posé par les moyens d'assemblage récents tels les boulons HR.

MM. BEER et MOSER étudient théoriquement le comportement à la ruine d'ossatures hyperstatiques formées d'un matériau qui ne présente pas un palier d'écoulement comme les aciers doux, mais un diagramme contrainte-allongement variant de façon plus ou moins continue jusqu'à la rupture. En remplaçant approximativement cette courbe par un polygone, ils obtiennent, pour une section en double-té idéalisé, la variation des moments caractéristiques de certains systèmes simples, jusqu'à la ruine. Le résultat marquant est qu'il existe bien une tendance à l'égalisation des moments mais que la ruine est atteinte bien avant que l'égalisation ne soit complète²⁴⁾. Les hypothèses connues du calcul en plasticité ne sont donc pas du tout satisfaites pour ces aciers.

MM. ANSLIJN, MAS et MASSONNET décrivent une partie des essais effectués pour juger de la possibilité d'étendre à l'acier 52 les méthodes de calcul en plasticité. Il s'agit avant tout de fixer les minceurs limites permettant des allongements plastiques importants des régions comprimées sans risque d'instabilité. Pour les poutrelles à larges ailes, les essais ont montré que le rapport de la largeur des ailes à leur épaisseur doit être inférieur à 14 et, en compression, celui de la hauteur du profil à l'épaisseur de l'âme, inférieur à 36.

La série la plus utilisée en Europe HEA (anciennement DIE) ne remplit toutefois pas ces conditions: pour les petits profils, c'est l'aile, pour les grands, l'âme qui est trop mince.

Nous avons déjà mentionné les essais décrits par MM. DOUTY et MCGUIRE en traitant des boulons HR. En ce qui concerne le calcul en plasticité, le but

²³⁾ Au lieu d'essayer de petites éprouvettes de section rectangulaire, où les fibres extérieures peuvent être considérablement déchargées par les fibres intérieures, il serait intéressant d'utiliser des profilés en double-té.

²⁴⁾ MM. J. FERRY BORGES et E. R. ARANTES E OLIVEIRA obtiennent des résultats analogues dans leur article «Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Structures», «Mémoires» de l'AIPC 1963. Même pour l'acier doux, lorsque l'on ne néglige pas la zone d'écrouissage, l'égalisation n'est pas complète comme l'a montré M. STÜSSI: voir «Konstruktion und Traglastverfahren im Stahlbau», Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes H. 17, Stahlbau-Tagung, Kassel 1962.

des essais était d'examiner si les assemblages poutre-poteau comportant des T de liaison pour les ailes et des cornières pour les âmes sont capables de reprendre le moment de plastification total de la poutre et de travailler en rotule plastique.

Pour ce qui est de la résistance, il suffit de prévoir un nombre adéquat de boulons HR cisailés entre la semelle de la poutre et le T de liaison et de dimensionner l'attache par boulons tendus entre le T et l'aile du poteau en tenant compte des déformations des pièces assemblées. L'effet de levier mentionné sous b) est ici sensible et, comme les boulons HR ont un allongement de rupture assez faible, la ruine de l'attache tendue, par rupture des boulons, se produit avant le décollage lorsque les T de liaison sont assez flexibles; le moment effectif à la ruine est alors inférieur à celui calculé directement à partir de la résistance des boulons.

Quant au problème de la capacité de rotation au droit du joint, il ne semble guère résolu.

De l'avis du rapporteur, un assemblage ne saurait être dimensionné en partant uniquement de considérations relatives à la ruine plastique; il est de la plus haute importance que le comportement en service soit satisfaisant, en particulier pour des charges répétées, et c'est là qu'il faut rechercher le critère constructif déterminant.

Generalbericht

Während das Thema III des 7. Kongresses der IVBH einigen Sonderkonstruktionen im Stahlbrückenbau vorbehalten ist, sollen in der zweiten Arbeits-sitzung einige grundlegende Fragen des gesamten Stahlbaues besprochen werden, insbesondere die Materialeigenschaften sowie die Besonderheiten der Verarbeitung, die neueren Verbindungsmittel (HV-Schrauben, Schweißen, Kleben) und gewisse Probleme des Traglastverfahrens.

Diese wichtigen Fragen betreffen nicht nur das Bauingenieurwesen, sondern größtenteils auch die allgemeine Maschinenindustrie und es ist nicht erstaunlich, daß die internationale Fachliteratur darüber immer umfangreicher wird und damit nicht mehr zu überblicken ist. Es kann sich hier nicht darum handeln, einen gültigen Gesamtüberblick zu geben; es werden nur einige besondere Probleme aufgeworfen, die in den vorliegenden Beiträgen behandelt wurden, wobei versucht wird, die Punkte hervorzuheben, die gründlicher Untersuchung bedürfen.

a) Hochfeste Stähle und deren Verarbeitung

Im Begriff «hochfester Stahl» ist häufig auch der Stahl St 52 (Mindeststreckgrenze 36 kg/mm^2) enthalten. Dieser Baustahl gehört wahrscheinlich zu den verbreitetsten auf dem Gebiete des Straßenbrückenbaues; die Schwierigkeiten bei dessen Erzeugung sowie Verarbeitung sind praktisch bewältigt. Es wurde daher von der Arbeitskommission II beschlossen, nur Stahlsorten höherer Festigkeit, das heißt mit einer Streckgrenze $\geq 38 \text{ kg/mm}^2$, für das Thema IIa vorzusehen.

Die Stähle höchster Festigkeit wurden, mindestens in Europa, zuerst für die Bedürfnisse des Kesselbaues (Druckrohrleitungen, Druckbehälter usw.) entwickelt und sind noch wenig für Brückenbauten¹⁾, noch seltener für Hochbauten verwendet worden. Wahrscheinlich wurde aus diesem Grund nur ein Beitrag vorgelegt.

In diesem Beitrag zählt F. WALLNER zuerst die Gründe auf, welche die Vorteile hochfester Stähle für Biegeträger verringern (ungleichförmige Spannungsverteilung, Ermüdung, Durchbiegungen, Stabilität usw.). Dann beschreibt er die kennzeichnenden Eigenschaften einiger durch die VÖEST entwickelten Sonderstähle. Wie ähnliche Stahlsorten, die unter anderen Markenbezeichnungen verkauft werden, aber derselben Güteklasse angehören, weisen sie nicht nur eine hohe Streckgrenze, sondern auch eine ausgezeichnete Schweißbarkeit auf und sind sprödebruchsicher und alterungsbeständig²⁾.

F. WALLNER erwähnt eine weniger bekannte Eigenschaft dieser Al-beruhigten Sonderstähle: Das Kriechen bei Beanspruchungen nahe der Streckgrenze, so daß die Spannungsspitzen teilweise abgebaut werden.

Für Si-Mn-Stähle mit begrenztem C-Gehalt kann im normalgeglühten Zustand eine Streckgrenze von ca. 42 kg/mm^2 kaum überschritten werden³⁾. Will man höhere Festigkeitseigenschaften erreichen, ohne den C-Gehalt auf Kosten der Schweißbarkeit zu erhöhen, kann man entweder Legierungsele-

¹⁾ Es sei immerhin auf die Rhonebrücke bei Chamoson (Schweiz) hingewiesen, bei der gewisse Bauteile aus Stahl 60 T (Streckgrenze 45 kg/mm^2) der Österreichischen Alpen Montangesellschaft hergestellt wurden. Siehe z. B. Schw. Techn. Zeitschrift, 6. Juni 1957.

²⁾ In Europa waren die meisten dieser Sonderstähle ursprünglich Kesselblechstähle Sondergüte mit gewährleisteten Kerbschlagzähigkeitswerten bei tiefen Temperaturen oder im gealterten Zustand. In einer Erweiterung der Güteeinteilung der deutschen Norm DIN 17100 würden sie zu einer Gütegruppe 4 oder sogar 5 gehören. Für beinahe jede Markenbezeichnung werden alle Abstufungen von St 37 bis zum Stahl höchster Festigkeit angeboten, z. B. für die ALDUR-Stähle neben den von F. WALLNER beschriebenen noch die Festigkeitsstufen 35, 41, 44, 47 und 50.

Übrigens kann man feststellen, daß diese beruhigten Feinkornstähle keinen ausgeprägten Steilabfall in der Kerbschlagkurve aufweisen; diese nimmt stetig ab.

³⁾ Zum Beispiel FERALSIM 58 der Stahlwerke Charleroi (Belgien), EL SO 42 der Société des Forges et Ateliers du Creusot (Frankreich) oder HYDROSTAL 42 der Hoogovens Ijmuiden (Holland).

mente wie Ni, V, Cr, Mo, Ti, Cu usw. begeben⁴⁾ oder eine Wärmebehandlung vorsehen (Vergütung durch Abschrecken und Anlassen)⁵⁾. Häufig werden beide Verfahren kombiniert; damit können sehr hohe Streckgrenzen erreicht werden, zum Beispiel über 70 kg/mm² für gewisse amerikanische und ähnliche europäische Sonderstähle.

Bedauerlich ist, daß über die Verarbeitung dieser Sonderstähle, insbesondere der vergüteten Stähle, keine Beiträge eingegangen sind, obwohl sie in den USA eine verbreitete Anwendung gefunden haben⁶⁾. Wir hoffen, daß über gute oder schlechte Erfahrungen am Kongreß selbst berichtet wird.

b) Hochfest vorgespannte Schrauben

Seit dem Kongreß von Stockholm, wo das Thema der HV-Schrauben bereits behandelt wurde, wurden sowohl durch Versuche als auch durch praktische Anwendungen neue Erkenntnisse und Erfahrungen über HV-Verbindungen gewonnen, die eine erneute Berücksichtigung dieses Problems am jetzigen Kongreß rechtfertigen.

Da die Arbeitsweise der HV-Schrauben genügend bekannt ist und sowohl deren Abmessungen und deren Formgebung sowie ihre mechanische Eigenschaften in den letzten Jahren keine nennenswerten Änderungen erfuhren, können sofort die an Verbindungen durchgeführten Untersuchungen besprochen werden, wobei zuerst die Frage der Festigkeit von Reibverbindungen (Anschlußkräfte senkrecht zur Schraubenachse wirkend) erörtert wird.

Reibverbindungen (Überlappungsstöße)

Im «Schlußbericht» des Kongresses von Stockholm wurde bereits auf die Unterschiede zwischen der amerikanischen und der europäischen Auffassung über die Art der Sicherheitsbestimmung für HV-Verbindungen hingewiesen. Dieser Unterschied betrifft nur die in den USA mit "bearing type" bezeichneten Anschlüsse, für welche die Sicherheit einzig nach der Bruchlast bestimmt wird und nicht nach der Gleitlast, wie dies in den USA für die "friction type"-Verbindungen und in Europa im allgemeinen verlangt wird.

In den von J. W. FISHER, P. O. RAMSEIER und L. S. BEEDLE⁷⁾ beschrie-

⁴⁾ So wird eine Streckgrenze von ca. 50 kg/mm² erreicht, z. B. BH 51 der Ruhrstahl AG, Henrichshütte, Hattingen.

⁵⁾ Zum Beispiel ALDUR 55/68 (von F. WALLNER besprochen) mit einer Streckgrenze von 55 kg/mm².

⁶⁾ Für Fachwerkträger (Brücken von Carquinez, New-Albany usw.) oder Vollwandträger (Brücke von Whiskey-Creek). In der Schweiz war jedoch ihre Anwendung bei Druckrohrleitungen wenig ermutigend.

⁷⁾ Diese Arbeit ist in Band 23 der «Abhandlungen», 1963, S. 135—158, erschienen.

benen Versuchen wird daher hauptsächlich das Bruchverhalten von HV-Stößen mit Fügeteilen aus Stahl A 440 (St 52 entsprechend) behandelt. Die Bruchscherfestigkeit der HV-Schrauben scheint durch den Festigkeitsgrad des für die Fügeteile verwendeten Stahles kaum beeinflußt zu sein. Für lange Stöße (mit mehr als vier Schrauben in einer Reihe) bewirkt allerdings die höhere Streckgrenze des Stahls A 440, daß sich die Schrauben früher als die Fügeteile plastisch verformen, wodurch eine bessere Verteilung der Schraubenkräfte im Bruchzustand erreicht wird.

Die amerikanischen Vorschriften schenken der Vorbehandlung der Berührungsflächen bekanntlich wenig Beachtung, weshalb die genannten Versuche einzig an büstengereinigten und entfetteten Fügeteilen ausgeführt wurden. Interessant ist dabei die Feststellung, daß der mittlere Reibungsbeiwert nur 0,32 betrug und somit *kleiner* war als derjenigen für Stahl A 7 (St 37 entsprechend), für den 0,35 gemessen wurde.

I. KONISHI beschreibt statische und dynamische Versuche an geschweißten Trägern aus hochfestem Stahl mit einem HV-Stoß in Trägermitte, wobei der Stoß nur auf reine Biegung beansprucht wurde⁸⁾.

Die statischen Versuche zeigten die große Steifigkeit der Reibverbindungen, die sich einerseits in gleich großen Durchbiegungen wie bei einem ungestoßenen Träger äußert, andererseits in der ungünstigen Kraftverteilung längs einer HV-Schraubenreihe mit der bekannten Überlastung der Randschrauben. Die Ermüdungsbrüche traten alle außerhalb des Stoßes ein.

H. BEER und F. WALLNER untersuchten die Frage der Wandersicherheit von HV-Verbindungen bei oftmaligen Belastungen auf Laststufen wenig unterhalb der statischen Reibungsgrenze. Wie die Versuche von I. KONISHI und die von G. AURNHAMMER beschriebenen Messungen an Bauwerken, zeigen auch diese Versuche die charakteristische Verteilung der gegenseitigen Verschiebungen in den HV-Verbindungen, der eine entsprechende Verteilung der Schraubenkräfte entspricht. Man beobachtet dabei gewisse bleibende Verschiebungen, die jedoch mit der Lastwechselzahl nicht zunehmen, falls die Oberlasten nicht 95% der tatsächlichen Gleitlast übersteigen. Diese Versuche tragen dazu bei, den Vorgang der Kraftübertragung durch Reibung oder vielmehr durch Verzahnung der Berührungsflächen, die sich nicht voneinander abheben können, besser zu verstehen. Auf diesem Gebiet wäre eine Vertiefung unserer Kenntnisse wünschenswert, vor allem im Hinblick auf die Ermüdung.

K. TOMONAGA und J. TAJIMA weisen u. a. auf das wichtige Problem einer genügenden Sicherheit gegen Gleiten für auf Ermüdung beanspruchte Verbindungen hin. Wenn die Gleitlast kleiner ist als diejenige, die dem Ermüdungs-

⁸⁾ Der Verfasser gibt leider weder Auskunft über die Beschaffenheit der Reibflächen noch über die Bemessungsart der Schrauben. Zudem stellt man fest, daß der untere Flansch (Bruttoquerschnitt 40 cm²) durch 12 Schrauben \varnothing 22 mit je zwei Reibflächen angeschlossen wurde; somit dürfte dieser Anschluß stark überdimensioniert sein, wodurch die Versuchsergebnisse an Interesse verlieren.

bruch entsprechen würde, so sinkt die Dauerfestigkeit beträchtlich⁹⁾. Die gleiche Erscheinung tritt auf, wenn die Anzahl der Schrauben in einer Reihe zunimmt. Auf Grund dieser Versuche wurde für auf Ermüdung beanspruchte HV-Verbindungen eine Formel für die zulässigen Spannungen aufgestellt¹⁰⁾.

Verbindungen mit axial beanspruchten HV-Schrauben

Bei den von H. TADA und T. NAKA beschriebenen Versuchen handelte es sich um auf reinen Zug beanspruchte Anschlüsse. Diese vorgespannten Verbindungen sind bekanntlich sehr steif, solange die angebrachte Last noch keine Trennung der Stoßteile hervorruft. Würde die äußere Zugkraft T *direkt* auf die Schraube wirken, so wäre die Vergrößerung der Schraubenkraft ΔP vor der Trennung der Stoßteile durch folgende Beziehung gegeben:

$$\Delta P \delta_B = (T - \Delta P) \delta_L,$$

wobei δ_B die Schraubendehnung infolge einer Einheitslast und δ_L die entsprechende Distanzänderung bei den Stoßteilen bedeuten, unter Berücksichtigung allfälliger Biegeverformungen. Werden diese Verformungen vernachlässigt und nimmt man zudem an, daß Schraube und gedrückte Stoßteile die gleiche Länge besitzen, so erhält man die Gleichung (1) von TADA und NAKA. Diese Beziehung verliert aber ihre Gültigkeit, wenn die angebrachte Zugkraft *indirekt* in die Schrauben eingeleitet wird, wie dies in den angeführten Versuchen und i. a. bei allen praktischen Anwendungen vorkommt. In erster Näherung kommt dann ein Zusatzglied im rechten Teil der obigen Gleichung hinzu, in der Form $-T \delta_T$, wobei δ_T die Verformung der Stoßteile infolge der Lasteinleitung bedeutet¹¹⁾. Dieser Verformungseinfluß wirkt sich daher aus, als ob eine größere Steifigkeit oder ein größerer Querschnitt der Stoßteile vorhanden wäre. Dies erklärt, zusammen mit anderen Einflüssen, den Korrekturfaktor α von TADA und NAKA; die örtlichen Ungenauigkeiten der Berührungsflächen

⁹⁾ Dies berechtigt zur Forderung einer größeren Sicherheit gegen Gleiten für Tragwerke, die wiederholter Belastung ausgesetzt sind.

¹⁰⁾ Nach Stahlbau-Taschenkalender 1964, S. 143, verfügt man in Europa noch nicht über eine ähnliche Formel.

Bezüglich der Kräfte, die für den Spannungsnachweis mit dem Nettoquerschnitt einzuführen sind, bestätigen die Messungen von K. TOMONAGA und J. TAJIMA die vom Internationalen Eisenbahnverband (UIC) in den «Richtlinien für die Verwendung von hochfesten, vorgespannten Schrauben bei Brücken und Stahlhochbauten im Bereiche der Eisenbahnen» veröffentlichte Beziehung $P(1 - 0,4r/n)$. Im betrachteten Fall ist $r = 1$ und n (Gesamtzahl der Schrauben) variiert von 2 bis 10. Die Formel gilt allerdings nicht mehr für den *Bruch* unter Zugbeanspruchung, da durch die Querkontraktion der Füge-teile die Schraubenvorspannung und somit die Gleitlast stark vermindert wird. Wenn man jedoch den Gleitbeginn als Sicherheitskriterium annimmt, wird das Bruchverhalten nebensächlich.

¹¹⁾ Im Grenzfall, wenn die Zugkraft in der Kontaktfuge der beiden sich berührenden Stoßteile angreift, können sich die gedrückten Elemente nicht entspannen und $\Delta P = 0$ bis zur Trennung.

sollten dagegen nur eine untergeordnete Rolle spielen. Dabei können die in Fig. 5 ersichtlichen Übergangskurven u. a. durch die *Hebelwirkung* erklärt werden; diese wurde von L. CARPENTIER und B. ALEMANY erwähnt und von R. T. DOUTY und W. MCGUIRE¹²⁾ eingehend untersucht. Die Hebelwirkung wird durch die Art der Einleitung der aufgebrachten Zugkraft hervorgerufen, die eine Biegeverformung der Stoßteile verursacht. Diese haben dadurch die Tendenz, sich auf ihre Außenränder abzustützen, wobei die Schrauben diese Stützkkräfte zusätzlich aufnehmen müssen. Dieser Einfluß ist dabei um so bedeutender je biegsamer die Stoßteile sind¹³⁾.

Diese Hebelwirkung hat auch bei den Versuchen von L. GOFFI, die an sehr weichen Verbindungen ausgeführt wurden, eine wichtige Rolle gespielt. Außerdem konnte sich die Vorspannkraft der Schrauben, infolge der kleinen Stärke der Stoßteile, nur auf eine beschränkte Fläche verteilen. Dies hatte zur Folge, daß das Glied δ_L in der Gleichung auf Seite 332 größer wurde und dadurch auch der Anteil der aufgebrachten Zugkraft, die durch die Schraube direkt aufzunehmen war, zunahm. Die Versuche von L. GOFFI sind somit ebenso lehrreich wegen der erhaltenen negativen Ergebnisse, denn sie zeigen die Grenzen in der Weichheit der Verbindungselemente, bei denen die HV-Schrauben sich kaum noch besser verhalten als gewöhnliche Schrauben, weil die günstige Wirkung der Vorspannung fast vollständig überdeckt wird durch Nebeneinflüsse, wie vor allem durch die Art der Lasteinleitung.

Im allgemeinen werfen die biegefesten Verbindungen, wie diejenigen mit angeschweißten Stirnplatten, die von L. CARPENTIER und B. ALEMANY erwähnt wurden, komplexe Probleme auf. Sowohl im elastischen Bereich als auch im Versagenszustand sollte eine genaue Berechnung folgende Einflüsse berücksichtigen: die Art der Einleitung der angebrachten Zugkraft, den entsprechenden Verlauf der Entspannung der Stirnplatten und deren Biegeverformung infolge Hebelwirkung, die örtlichen Beanspruchungen des angeschlossenen Trägers an die Verbindungsstelle, die nicht mehr den Gesetzen der Biegelehre folgen, usw. Für wiederholte Belastung wird die Lösung dieses Problems noch schwieriger¹⁴⁾. Zu wünschen ist, daß am Kongreß darüber konkrete Ergebnisse mitgeteilt werden, besonders über Verbindungen von hohen Trägern, die außerhalb des Bereichs der bereits bekannten systematischen Versuche liegen¹⁵⁾.

¹²⁾ Siehe unter Thema IIe.

¹³⁾ Nach den «Richtlinien der UIC» (siehe Fußnote 10) darf die axial wirkende Zugkraft 80 % der Vorspannkraft nicht übersteigen. Diese Vorschrift, wie auch die gleichlautende Empfehlung von H. TADA und T. NAKA, ist nicht genügend streng für biegsame Verbindungen, bei denen man Gefahr läuft, daß infolge Hebelwirkung ein Bruch der Schrauben schon für Belastungen unterhalb der Vorspannkraft eintritt, wie aus den Versuchen von R. T. DOUTY und W. MCGUIRE ersichtlich.

¹⁴⁾ Siehe zum Beispiel R. JONES und A. R. BAKER, High Strength Bolts, The Structural Engineer, June 1961.

¹⁵⁾ Siehe zum Beispiel O. STEINHARDT, Zur Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau, Sechster Kongreß der IVBH, Stockholm, «Schlußbericht».

*Ausführung von HV-Verbindungen, Erfahrungen über Vorspann-
und Reibungskräfte*

Diese Probleme, von allen Autoren erwähnt, wurden vor allem von G. AURNHAMMER behandelt. Dieser Beitrag zeigt deutlich, wie schwierig es ist, zuverlässige, leicht meßbare und dauerhafte Vorspann- und Reibungskräfte praktisch zu erzeugen. Genauigkeit der Meßgeräte, Herstellungstoleranzen, Behandlung und Zustand der Berührungsflächen¹⁶⁾, Relaxation usw. bewirken eine im Stahlbau ungewohnt starke Streuung der Ergebnisse. Bei der Festlegung der Sicherheit gegen Gleiten muß darauf Rücksicht genommen werden. Gerade dieses Problem der Sicherheit könnte am Kongreß als Grundlage dienen für einen Gedankenaustausch auf internationaler Ebene, denn es scheint kaum logisch zu sein, daß die hier vorgeschlagenen Sicherheitskoeffizienten für Brücken von 1,25 (H. BEER und F. WALLNER) bis 1,8 (K. TOMONAGA und J. TAJIMA) schwanken können, wobei dieser Unterschied noch verschärft wird, wenn die angenommenen Reibungsbeiwerte berücksichtigt werden (für Stahl 50 ÷ 52, $\mu = 0,6$ nach «Richtlinien der UIC» gegenüber $\mu = 0,4$ bei den japanischen Eisenbahnen).

Schlußbetrachtungen

Obwohl seit dem Kongreß von Stockholm die Kenntnisse über die HV-Verbindungen erfreuliche Fortschritte gemacht haben, bleibt noch eine Anzahl von Fragen offen, wie zum Beispiel:

- für Reibverbindungen: bei der Ausführung anzuordnende Vorsichtsmaßnahmen und notwendige Genauigkeit, der Mechanismus der Lastübertragung durch Reibung, die Festlegung der Sicherheit gegen Gleiten.
- für Verbindungen mit axial beanspruchten Schrauben: eine vertiefte Untersuchung des Verhaltens unter Berücksichtigung der Verformungen aller vorhandenen Elemente sowie das Problem der wiederholten Beanspruchung.

c) Schweißen und Kleben

Schweißen

Alle Beiträge zum Thema Schweißen behandeln automatische und halb-automatische Verfahren; die Punktschweißung wurde allerdings nicht besprochen.

¹⁶⁾ Nebenbei sei bemerkt, daß C. TREMOLADA und P. BERNABÒ im Beitrag «Giunti ad attrito con bulloni ad alta resistenza. Ricerca e determinazione degli elementi di calcolo», erschienen in «Costruzioni metalliche», März-April 1963, S. 66, feststellen, daß die flammgestrahlten Berührungsflächen den sandgestrahlten überlegen sind, während sowohl G. AURNHAMMER wie K. TOMONAGA und J. TAJIMA ein umgekehrtes Verhältnis gefunden haben, ein Umstand der die Schwierigkeit dieses Problems beleuchtet.

F. FALTUS beschreibt die Unterpulverschweißung, die CO₂-Schutzgasschweißung, die Unterschlackenschweißung (mit der Kanalschweißung als besondere Anwendungsart) und schließlich die Bolzenschweißung. Er vergleicht diese Verfahren mit der Handschweißung (mit ummantelten Elektroden) und weist für jedes Schweißverfahren auf die mehr oder weniger strengen Anforderungen an die Schweißbeignung des Grundwerkstoffes und auf die Besonderheiten der Verarbeitung hin (Nahtvorbereitung, Schweißlage, Vorwärmen usw.). Ebenfalls vergleicht er die Wärmeeinflüsse, die Festigkeitseigenschaften der Verbindungen, die Schweißleistungen und die Anwendungsbereiche.

Auch A. NEUMANN behandelt in seinem Beitrag die Unterpulver-, CO₂-Schutzgas- und die Unterschlackenschweißung. Neben interessanten Untersuchungen über die Wirtschaftlichkeit werden Ergebnisse von statischen und Ermüdungsversuchen mitgeteilt, die an CO₂- und Unterschlackenschweißverbindungen in Halle durchgeführt wurden. Dabei zeigte es sich, daß auch kleine Fehler (Poren, geringe Schlackeneinschlüsse) die Dauerfestigkeit verringern und nur fehlerlose Automatschweißung die Festigkeiten der Handschweißung erreicht. Es wurden ebenfalls Ermüdungsversuche an Trägerstößen mit verschiedenen Anordnungen durchgeführt¹⁷⁾.

G. TANAKA und S. HASEGAWA beschreiben eine Verbundbrücke, bei der gewisse Bauteile aus einem vergüteten Stahl sehr hoher Streckgrenze (mehr als 50 kg/mm²) ausgeführt wurden. Sie erläutern den Schweißvorgang (Unterpulverschweißung, CO₂-Schutzgasschweißung) wie auch die vorgängigen Versuche, die getroffenen Vorsichtsmaßnahmen (Erwärmen) und die Schweißbedingungen, die Festigkeits- und Kerbschlagzähigkeitswerte usw. Immerhin wird man feststellen, daß keine Ermüdungsversuche durchgeführt wurden.

Die vorgelegten Beiträge zeigen, daß die halb- und vollautomatischen Schweißverfahren in den letzten Jahren große Fortschritte gemacht haben, aber gewisse Schwierigkeiten noch zu bewältigen sind, bevor sie die Handschweißung im Stahlbau verdrängen können. Eine Diskussion zwischen den Praktikern der verschiedenen Länder am Kongreß dürfte sich als fruchtbar erweisen.

Kleben

Im Gegensatz zum Flugzeugbau werden im Stahlbau Klebeverbindungen noch wenig verwendet. Wie G. AURNHAMMER erwähnt, sind die Kleberfestigkeiten noch ungenügend, womit sich auch die Anwendung für große Beanspruchungen verbietet.

Neben einigen grundsätzlichen Versuchsergebnissen an Laschenverbindungen bespricht AURNHAMMER vor allem die Forschungen im Hinblick auf eine besondere Anwendung der Klebung: Die Befestigung von Schienenstützungen

¹⁷⁾ Interessant ist festzustellen, daß der Total-Trägerstoß mit Aussparungen des Steges von A. NEUMANN abgelehnt wird, obwohl er in einigen Ländern gebräuchlich ist.

auf den Flachblechen stählerner Brücken. Die Versuche sind ermutigend und geklebte Gleisbefestigungen haben sich im Betrieb während einiger Jahre befriedigend verhalten.

J. W. PAULL sowie F. SZÉPE und P. PLATTHY untersuchen das Festigkeitsproblem der Überlappingsverbindungen. Wie in HV-Anschlüssen führt die Verträglichkeitsbedingung zwischen den Dehnungen der Füge­teile und den Schubverformungen der Klebeschicht zu einer Schubspannungsverteilung mit den charakteristischen Randspannungsspitzen. Die Beziehung zwischen der maximalen Schubspannung τ_{max} und der mittleren Spannung τ_m drückt sich in der Form $\frac{\tau_{max}}{\tau_m} = f(K)$ aus, wobei der Parameter K von den geometrischen Abmessungen der Verbindung und vom Schubverformungswiderstand der Klebeschicht abhängt; dieser Widerstand erscheint nach VOLKERSEN in der Form G/δ , mit G als Schubmodul und δ als Stärke der Klebeschicht. F. SZÉPE und P. PLATTHY schlagen vor, den Ausdruck G/δ durch einen von der Schichtstärke unabhängigen Faktor c zu ersetzen¹⁸⁾. Sie stützen sich dabei auf Ergebnisse, die sie aus Versuchen mit zahlreichen Probestäben erhalten haben¹⁹⁾. J. W. PAULL schließlich verwendet praktisch den gleichen Parameter und zeigt, daß die Bruchfestigkeit ungefähr linear abnimmt, wenn der Parameter zunimmt.

Es wäre wünschenswert, andere neuartige Anwendungen als Diskussions­thema aufzuwerfen, z. B.: Kleben der Betonplatte auf Stahlträger bei Verbundbrücken, Zusammenwirken von Klebung und HV-Schrauben usw.

d) Ermüdungsfestigkeit von Konstruktionsteilen

Das Gebiet der Ermüdungsfestigkeit ist außerordentlich weitläufig und kann am Kongreß nur gestreift werden.

J. W. FISHER und I. M. VIEST berichten über die Folgerungen aus den Dauerfestigkeitsversuchen an Brücken als Teil des «AASHO Road Test». Dabei ergab sich für die stählernen Straßenbrücken auf den Versuchsstrecken kleinere Lastwechselzahlen bis zur Rißbildung als die im Laboratorium ermittelten an entsprechenden Profilträgern mit teilweiser Lamellenverstärkung²⁰⁾; sie

¹⁸⁾ Siehe auch «Esperimenti sulla unione di metalli con collanti sintetici in Ungheria» von den gleichen Autoren, erschienen in «Costruzioni metalliche», Mai-Juni 1963.

¹⁹⁾ Es wird dabei angenommen, daß die maximale Schubspannung für den Bruch maßgebend ist und geklebte Verbindungen sich bis zum Versagen elastisch verhalten, ganz im Gegensatz zu den meisten anderen Verbindungsmitteln des Stahlbaues. Diese Annahme ist allerdings i. a. nicht erfüllt, wie dies u. a. aus der Dissertation von F. JAEGER, «Spannungs- und Dehnungsverhalten von Metallklebungen», Juris-Verlag, Zürich 1962, ersichtlich ist.

²⁰⁾ Es muß aber hervorgehoben werden, daß die Bruchfestigkeit und die Streckgrenze der im Laboratorium untersuchten Stähle höher waren als die der Brückenträger.

bleiben aber im voraussichtlichen Streubereich. Die Ergebnisse von Laboratoriumsversuchen dürfen also direkt für die Bemessung von Tragwerken verwendet werden, auch wenn die Lastwechselfrequenzen stark verschieden sind.

FISHER und VIEST vergleichen die Versuchsergebnisse mit den zulässigen Spannungen in verschiedenen Vorschriften und schlagen schließlich ein allgemeines Vorgehen zur Erfassung der Ermüdung vor; sie nehmen dabei an, daß die Dauerfestigkeit des Stahls im maßgebenden Bereich nicht von dessen Bruchfestigkeit und Streckgrenze abhängt. Dieser Annahme widersprechen deutsche Versuche²¹⁾ an Lochstäben, also eine Probenform mit scharfer und eindeutig definierter Kerbwirkung: Die Festigkeiten bei St 52 sind weit größer als diejenigen bei St 37. Für die Wechselfestigkeit wird das Verhältnis sogar größer als 1,4. Auf alle Fälle wird der Beitrag von FISHER und VIEST am Kongreß eine interessante Diskussion anregen können.

Bei den erwähnten Versuchen blieb die angebrachte Last bei jedem Wechsel gleich groß. In Straßenbrücken ist aber die Größe der Beanspruchungen aus Nutzlasten beträchtlichen Schwankungen unterworfen. Es handelt sich hier um Ermüdung unter Lastwechseln mit veränderlicher Spannungsamplitude, ein noch wenig erforschtes Problem. Für diesen Fall nimmt A. M. FREUDENTHAL in seinem Beitrag an, der Ermüdungsbruch entspreche der Erschöpfung eines Tragwerkes, das durch Gebrauchslasten schon ermüdet ist. Man hat also praktisch zwei verschiedene Lastspektren: Einerseits Gebrauchslasten, die Schäden, aber nicht den Ermüdungsbruch verursachen, andererseits Grenzlasten, die zur Erschöpfung führen können. Unter Anwendung statistischer Gesetzmäßigkeiten kann FREUDENTHAL die Gebrauchsdauer eines Tragwerkes abschätzen. Gegenwärtig können diese theoretischen Ergebnisse kaum direkt verwertet werden — noch fehlen grundlegende statistische Angaben über die Verteilung der Lasten —, aber sie helfen die Sicherheit eines Bauwerkes zu beurteilen.

Der Beitrag von F. LEONHARDT ist einem Sonderproblem gewidmet, nämlich der Verbesserung der Ermüdungsfestigkeit von Kabeln für Hängebrücken und insbesondere deren Verankerung. Diese Frage gewinnt an Bedeutung wegen des kleinen Eigengewichtes der modernen Fahrbahntafeln und der Vergrößerung der Nutzlasten. LEONHARDT schlägt vor, die gewohnten Seilköpfe durch Ankerköpfe, ähnlich wie im Vorspannbeton, zu ersetzen. Er beschreibt ebenfalls eine neue Herstellungsart der Kabel.

Der Beitrag von J. W. RODERICK und B. RAWLINGS betrifft nicht mehr die klassische Ermüdungsfestigkeit, sondern bezieht sich vielmehr auf das Traglastverfahren bei Bauwerken, die einer langsam wiederholten Beanspruchung ausgesetzt sind. Die Bruchspannungen bei diesen Biegeversuchen mit kleiner

²¹⁾ S. WINTERGERST und K. HECKEL: Untersuchungen der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen mit St 37, «Der Stahlbau», 1962; K. KLÖPPEL und H. WEIHERMÜLLER: Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52, «Der Stahlbau», 1960.

Frequenz ($1\frac{1}{2}$ Lastwechsel pro Minute) überschreiten durchwegs die Streckgrenze des Stahles, wobei vorgängig mehr oder weniger große plastische Verformungen eingetreten sind²²⁾. Diese Ergebnisse lassen keine allgemeinen Schlüsse zu; immerhin zeigen sie deutlich die Kerbwirkung der Schweißnaht. Ergänzende Untersuchungen²³⁾ werden notwendig sein, um diese Probleme abzuklären.

e) Traglastverfahren im Hinblick auf hochfeste Stähle und neuartige Verbindungsmittel

Aus der großen Anzahl von Problemen, die im Zusammenhang mit dem Traglastverfahren auftreten, wurden für den Kongreß nur zwei festgehalten, und zwar: die Anwendung hochfester Stähle mit einem von Baustahl St 37 abweichenden Spannungs-Dehnungs-Diagramm und diejenige neuer Verbindungsmittel wie die HV-Schrauben.

Theoretische Untersuchungen über die Grenztragfähigkeit von statisch unbestimmten Tragwerken aus hochfesten Baustählen, die keinen ausgeprägten Fließbereich besitzen, sondern eine mehr oder weniger kontinuierliche Abnahme des Tangentenmoduls bis zum Bruch aufweisen, wurden von H. BEER und K. MOSER durchgeführt. Die Autoren nähern die gekrümmte Spannungs-Dehnungs-Linie durch ein Polygon an und bestimmen, für den idealisierten I-Querschnitt und einfache Tragwerke, den Verlauf der maßgebenden Momente bis zum Versagen des Trägers. Hauptergebnis dieser Untersuchungen ist, daß wohl eine gewisse Tendenz zu einem Momentenausgleich besteht, aber der Bruch schon weit vor dem Ausgleich eintritt²⁴⁾. Die bekannten Voraussetzungen des Traglastverfahrens sind somit für diese Stähle keinesfalls erfüllt.

R. ANSLIJN, E. MAS und CH. MASSONNET beschreiben einen Teil der Versuche, die ausgeführt wurden, um abzuklären, ob das Traglastverfahren auf Bauteile aus St 52 ausgedehnt werden darf. Vor allem handelte es sich darum, die minimalen Stärkenverhältnisse zu bestimmen, die noch beträchtliche plastische Verformungen der gedrückten Zonen ohne Gefahr des Unstabil-

²²⁾ Der Einfluß der Kaltverformung, der sich in einer Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit bei kleineren Lastwechselzahlen äußern kann, ist hier von Bedeutung.

²³⁾ Statt kleiner Probestäbe mit Rechteckquerschnitt, wo die äußern Fasern durch die innern beträchtlich entlastet werden können, wäre es interessant, I-Profile zu prüfen.

²⁴⁾ J. FERRY BORGES und E. R. ARANTES E OLIVEIRA kommen in ihrem Beitrag «Non-Linear Analysis of Reinforced Concrete Structures», in den «Abhandlungen» der IVBH 1963, zu ähnlichen Ergebnissen. Wie dies F. STÜSSI in seinem Beitrag «Konstruktion und Traglastverfahren im Stahlbau», Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbauverbandes H. 17, Stahlbau-Tagung Kassel 1962, gezeigt hat, ist selbst für den Baustahl St 37 dieser Ausgleich unvollständig, wenn man den Verfestigungsbereich nicht vernachlässigt.

werdens erlauben. Für die Breitflanschträger haben die Versuche gezeigt, daß das Verhältnis der Breite zur Stärke des Flansches kleiner als 14 und für Druckbeanspruchungen dasjenige der Trägerhöhe zur Stegstärke kleiner als 36 betragen soll.

Die in Europa meistbenutzte Profilvereihe HEA (frühere Bezeichnung DIE oder PB1) erfüllt jedoch diese Bedingungen nicht: für die kleineren Profile ist der Flansch und für die größeren der Steg zu dünn.

Bei der Besprechung der HV-Schrauben haben wir bereits die von R. T. DOUTY und W. MCGUIRE beschriebenen Versuche an biegesteifen Trägeranschlüssen mit T-Laschen für die Flanschen und Winkeln für die Stege erwähnt. Im Hinblick auf das Traglastverfahren sollten die Versuche zeigen, ob diese Verbindungen imstande sind, das plastische Moment des Trägers zu übertragen und ein plastisches Gelenk auszubilden.

Für den Festigkeitsnachweis der gleitfesten Verbindung zwischen den T-Laschen und den Trägerflanschen genügt die Anordnung einer angemessenen Anzahl von HV-Schrauben, während für die Bemessung der zugbeanspruchten Schrauben zwischen T-Laschen und Stützenflansch die Wirkung der Verformungen berücksichtigt werden muß. Die unter Abschnitt b) erwähnte Hebelwirkung kann hier beträchtlich werden und, da die HV-Schrauben eine relativ kleine Bruchdehnung aufweisen, tritt bei biegsamen Verbindungselementen das Versagen im Zugbereich durch Schraubenbruch ein, bevor eine Trennung der Kontaktflächen auftreten kann; das wirkliche Bruchmoment ist hier somit kleiner als das aus der Schraubenfestigkeit direkt bestimmte.

Das Problem der Rotationsfähigkeit an der Verbindungsstelle scheint noch nicht vollständig gelöst zu sein.

Die Auffassung des Berichterstatters ist, daß ein Anschluß nicht allein nach Betrachtungen über die Grenztragfähigkeit bemessen werden darf; von höchster Wichtigkeit ist ein zufriedenstellendes Betriebsverhalten, besonders unter wiederholter Belastung, weshalb gerade hier das konstruktive Kriterium gesucht werden muß.

General Report

Whereas Theme III of the 7th Congress of the IABSE is confined to a few special types of steel structures, Theme II is devoted to certain fundamental questions relating to the entire field of metal structures and more particularly to the properties of materials and special features of their fabrication, to recently developed means of connection (high-strength bolts, welding, gluing) and to certain aspects of the ultimate strength of constructions.

These important questions do not appertain solely to the fact of civil engineering, but the majority of them also concern the mechanical engineering industries in general and it is not surprising that the world-wide bibliography relating to them is constantly becoming more copious and hence inaccessible in its entirety. Consequently, it is out of the question to give in this report an effective general survey and we shall confine ourselves to particular aspects which have been dealt with in the papers submitted, and attempt to draw attention to those points which are deserving of more thorough study.

a) High Tensile Steels and Their Fabrication

The term "high tensile steel" often covers steels of the type 50—52, with a yield point of at least 36 kg/mm². This grade, probably one of the most widely used in the field of road bridges, is well known and the problems arising in the manufacture and fabrication of these steels are practically solved. It was therefore decided to deal only with steels exhibiting still higher mechanical properties, that is to say, having a yield point exceeding 38 kg/mm².

In Europe at least, steels of very high tensile strength were developed in the first place to meet the requirements of the boiler-making industry (penstocks and pressure vessels, etc.) and have as yet found few applications for bridges¹⁾ and still less in structural engineering. It is perhaps for that reason that only one paper has been submitted.

In this paper, F. WALLNER enumerates, first of all, the factors which reduce the advantages of high tensile steels in beams (non-uniform distribution of the stresses, fatigue, deflections, stability, etc.) and then describes the characteristics of the special steels developed by VÖEST. These steels, like those sold under other trademarks but belonging to the same class, possess not only a high yield point, but also excellent weldability and they are only slightly susceptible to brittleness and ageing²⁾.

Mr. WALLNER draws attention to a less well known property of these

¹⁾ Mention should, however, be made of the Chamoson Bridge over the Rhône (Switzerland) which includes some structural members made of 60 T steel (yield point 45 kg/mm²) manufactured by the Alpine Steelworks, Donawitz (Austria). See, for example, Schw. Techn. Zeitschrift, 6th June 1957.

²⁾ In Europe the majority of these steels were originally special boiler steels, providing adequate safeguards of notch impact values at low temperature or after ageing; if the classification of German standard specification DIN 17100 were to be extended, they would belong to a class 4 or even class 5. Almost every manufacturer offers the entire range of grades, from mild steel to very high tensile steel, for example, ALDUR mentioned by Mr. WALLNER, comprises the grades 35, 41, 44, 47 and 50 in addition to those described in the paper. It will be observed, furthermore, that these fine-grained, killed steels, do not possess a well defined transition temperature, but that their notch impact values decrease in a uniform manner.

aluminium-killed steels, namely their creep under stresses close to the yield point, a creep which tends to reduce the local peak stresses.

For Si-Mn steels which are slightly carburised and are supplied in the normalised state, a yield point of about 42 kg/mm² ³⁾ can hardly be exceeded. If it is desired to reach higher values, while at the same time limiting the carbon content to ensure weldability, it is possible to add alloying elements such as Ni, V, Cr, Mo, Ti, Cu, etc. ⁴⁾, or to have recourse to thermal treatments (quenching and tempering) ⁵⁾.

These two processes are frequently combined, and this makes it possible to attain very high yield strengths, exceeding 70 kg/mm² for certain American steels and their European analogues.

It is a matter for regret that the use of these steels, more particularly the treated steels, was not made the subject of any papers, although they are widely employed in the United States ⁶⁾ and it is to be hoped that experiences whether satisfactory or otherwise, will be reported at the Congress.

b) Friction-grip-bolts (High Strength Bolts)

Since the Stockholm Congress, where the problem of high strength bolts was already dealt with, this method of connection has undergone further developments, both from the point of view of research and in regard to practical applications and it appeared to be of interest to retain it for the present Congress.

As the mode of action of high strength bolts is well known, and since their geometrical characteristics and their mechanical properties have not undergone any marked changes in recent years, we shall proceed at once to discuss research work relating to connections and in the first place to the strength of lap-jointed fastenings (forces directed along the plane of the joint).

Connections by Means of Lap-joints (Bolts Subjected to Shear)

In the "Final Report" of the Stockholm Congress, attention was drawn to the difference between the American and European conceptions with regard

³⁾ For example, FERALSIM made by the Fabrique de Fer de Charleroi (Belgium), EL SO 42 made by the Société des Forges et Ateliers du Creusot (France) or HYDRO-STAL 42 made by Hoogovens Ijmuiden (Holland).

⁴⁾ A yield point of approximately 50 kg/mm² is then attained, for example BH 51 manufactured by Ruhrstahl AG Henrichshütte, Hattingen.

⁵⁾ For example, ALDUR 55/68 mentioned by Mr. WALLNER, with a yield point of 55 kg/mm².

⁶⁾ For lattice girders (Carquinez and New Albany bridges, etc.) or for plate-girder bridges (e. g., Whiskey Creek). In Switzerland, on the other hand, the application to welded pressure pipes has not proved very encouraging.

to the method of evaluating the safety of connections by means of high strength bolts. This difference only concerns the connections termed "bearing type" in the United States, for which the safety margin is determined solely on the basis of the ultimate load, and not on the basis of the slip load as is required in America for "friction type" connections and generally in Europe.

It is therefore mainly the ultimate strength of A-440 steel (corresponding to 52 steel) joints fastened with high strength bolts which formed the subject of the tests described by J. W. FISHER, P. O. RAMSEIER and L. S. BEEDLE⁷⁾. Broadly speaking, the shear strength of high strength bolts is scarcely affected by the grade of steel employed for the bolted members. For long joints (with more than four fasteners in line) however, the higher yield strength of A 440 steel allows that inelastic deformations occurred first in the bolts and only afterwards in the plate material, which leads to a better distribution of the bolt forces on failure.

It is well known that American specifications attach little importance to the preparation of the faying surfaces and the above-mentioned tests only relate to members cleaned with a brush and degreased. It is singular to observe that the average slip coefficient was 0.32 and that it is *less* than the value of 0.35 obtained for A 7 steel (corresponding to mild steel).

The tests described by I. KONISHI relate to welded plate girders of high tensile steel, subjected both to static loads and to fatigue, and in which the central joint was stressed in pure bending⁸⁾.

The static tests showed the great stiffness of the connections by friction grip which is made manifest, firstly by deflections equal to those of a girder without joints, and, on the other hand, by a very unfavourable distribution of the forces in the lines of bolts, with a characteristic concentration at the ends. With regard to failures by fatigue, these occurred beyond the joint.

H. BEER and F. WALLNER study the problem of the stepwise sliding of connections subjected to repeated loading, not much less than that causing static slip. Like the tests of I. KONISHI and the measurements on structures described by G. AURNHAMMER, these tests show the characteristic distribution of the relative displacements in the connections by means of high strength bolts, with the corresponding distribution of the forces in the bolts. This results in certain irreversible displacements, which, however, do not increase with the number of times the load is applied provided that 95% of the actual slip load is not exceeded. These tests contribute to an understanding of the mechanism

⁷⁾ The paper by J. W. FISHER, P. O. RAMSEIER and L. S. BEEDLE is included in "Publications", vol. 23, p. 135—158.

⁸⁾ Unfortunately, the author does not indicate the state of the faying surfaces nor the manner of dimensioning the bolts. It will be observed, however, that the bottom flange, with a gross cross-sectional area of 40 cm², is fastened by 12 bolts, 22 mm in diameter, by double lapping, which appears to be very high and reduces the interest of the tests.

of the transfer of the forces by friction, or rather by gripping the excrescences of faying surfaces which cannot move apart. It would be advantageous to increase our knowledge on this subject, particularly as far as fatigue is concerned.

K. TOMONAGA and J. TAJIMA reveal, *inter alia*, the importance of an adequate safety factor against sliding for connections subjected to fatigue. When the slip load is less than that causing failure by fatigue, the latter decreases considerably⁹). This also applies when the number of fasteners in line is increased. Finally, the tests made it possible to establish a formula for the permissible stresses in high-strength bolted connections subjected to fatigue¹⁰).

Connections by Bolts Under Tension

The tests described by H. TADA and T. NAKA relate to joints subjected solely to tensile stress. It is well known that these prestressed connections are not liable to deformation as long as the applied tensile stress is insufficient to split the parts in contact. If the external force T were applied directly to the bolt, the increase ΔP in the bolt force would be given, prior to splitting, by the relationship $\Delta P \delta_B = (T - \Delta P) \delta_L$ where δ_B denotes the elongation of the bolt for unit force and δ_L denotes the variation of the corresponding distance of the parts joined together, taking any flexure into account. If this flexure is neglected and if it is assumed that the bolt and the precompressed parts have the same length, formula (1) of Messrs. TADA and NAKA is obtained. This relationship does not hold good, however, when the external tensile force is applied *indirectly* to the bolts, as in the tests described and in all practical applications. To a first approximation, a supplementary term of the form $-T \delta_T$ is obtained in the member on the right hand side of the preceding relationship, δ_T being the deformation of the connected parts corresponding to the introduction of the forces¹¹). The effect is therefore as though these

⁹) This justified the adoption of a greater safety factor against sliding for structures subjected to fatigue.

¹⁰) As indicated in the *Stahlbau Taschenkalender* 1964, p. 143, no similar formula is yet available in Europe.

As regards the forces to be introduced by the calculation in relation to net cross-sectional area, the measurements by K. TOMONAGA and J. TAJIMA confirm the formula given in "Directives for the use of high strength bolts in railway bridges and structures" drawn up by the International Railway Union, namely $P(1 - 0.4 r/n)$. In this particular case, $r = 1$, while n denotes the total number of fasteners, ranging from 2 to 10. The formula does not apply to *failure* due to tensile stress, as friction is then reduced considerably by the lateral contraction of the members which slackens the bolts. However, when sliding is adopted as the criterion of safety, the ultimate strength becomes secondary.

¹¹) In the limiting case, when the applied force is introduced into the median surface of the joint, the connected parts are not decompressed and $\Delta P = 0$ until splitting takes place.

parts were stiffer or had a larger cross-section. This, together with other influences, explains to a large extent the correcting coefficient α applied by Messrs. TADA and NAKA, whereas the local imperfections of the faying surfaces should only play a secondary part. With regard to the curved portions of the lines to be seen in fig. 5, they are to be explained, inter alia, by the prying action mentioned by L. CARPENTIER and B. ALEMANY and studied by R. T. DOUTY and W. McGUIRE¹²).

The prying action in question is caused by the flexure due to the introduction of the applied force, which causes a deflection of the members forming the connection; these members therefore have a tendency to bear on their outer edges and the bolts must obviously take up these forces. The effect is greater, the more flexible are the members¹³).

This prying action undoubtedly played an important part in the highly flexible connections on which L. GOFFI carried out tests. Furthermore, owing to the reduced thickness of the connection members, the prestressing force of the bolts can only be distributed over a small area, which, by increasing the term δ_L of the expression given on page 343, increases the share of the applied tensile force which must be taken up directly by the bolts. The tests made by Mr. GOFFI are therefore also of interest in their negative aspect; they show the limits that should not be exceeded in regard to the thinness of the connected members if it is desired to prevent the high strength bolts under tension from behaving practically as ordinary bolts, because the favourable effect of the prestressing is eliminated by the secondary effects, due in particular to the mode of introduction of the forces.

Generally speaking, connections subjected to bending, such as those comprising plates welded to the girder, mentioned by L. CARPENTIER and B. ALEMANY, give rise to complicated problems. Under elastic conditions, as under those of failure, a correct calculation should take into account the type of introduction of the applied forces as well as the mode of decompression and the resulting deflections (prying action) of the members of the joint, and the local stresses in the connected girder, which are no longer in accordance with the strengths of the materials at the fastening, etc. For repeated loading, the problem is still more complicated¹⁴). It is to be hoped that concrete results will be presented at the Congress, particularly for connections of beams having

¹²) See under Theme IIe.

¹³) The specification of the "Directives of the International Railway Union" (see footnote 10) which limits the axial tensile force per bolt to 80% of the prestressing force, as well as the similar recommendation of Messrs. TADA and NAKA is consequently not sufficiently severe for flexible fastenings; there is a risk, in this case, of failure of the bolts, due to the prying action, under applied forces which are considerably less than the prestressing forces, as shown by the tests of Messrs. DOUTY and McGUIRE.

¹⁴) See, for example, R. JONES and A. R. BAKER, High Strength Bolts. The Structural Engineer, July, 1961.

large cross-sectional areas, which are beyond the scope of the systematic tests already known¹⁵).

Application of High Strength Bolts, Experiments Relating to Clamping Forces and Frictional Forces

These questions, to which reference is made by all the above-mentioned authors, are dealt with more particularly by G. AURNHAMMER. This paper shows quite clearly the practical difficulties of achieving clamping forces and frictional stresses which are readily measurable, clearly defined and permanent. The precision of the measuring instruments, the manufacturing tolerances, the treatment and state of the surface¹⁶), relaxation, etc. — all these effects tend to cause a dispersion of the results which is unusual in metal structures. It is necessary therefore to take this into account when determining the factor of safety against sliding. This problem of the safety margin could be made the subject of an interesting discussion during the Congress, at international level, because it seems scarcely logical that the safety factors proposed for bridges should vary from 1.25 (H. BEER and W. WALLNER) to 1.8 (K. TOMONAGA and J. TAJIMA); and this difference is accentuated still further when the coefficients of friction that are adopted are taken into consideration (for 50 ÷ 52 steel, this is 0.6 according to the "Directives" of the International Railway Union and 0.4 for the Japanese railways).

Conclusions

Although the state of our knowledge regarding high strength bolts has made heartening progress since the Stockholm Congress, a number of questions still remain to be elucidated — for example:

- For connections by means of lap joints: the precautions to be taken and the degree of precision required when they are employed, the underlying mechanism of the friction, the factor of safety to be adopted against sliding.
- For connections by bolts under tension: a thorough study of their behaviour, taking into account the deformations of all the elements concerned, together with the problem of repeated loading.

¹⁵) See, for example, O. STEINHARDT, Zur Anwendung von HV-Schrauben im Stahlbau, 6th Congress of IABSE, Stockholm, "Final Report".

¹⁶) We would draw attention, in passing, to the fact that C. TREMOLADA and P. BERNABÒ, in their article entitled "Giunti ad attrito con bulloni ad alta resistenza. Ricerca e determinazione degli elementi di calcolo", which was published in "Costruzioni Metalliche", for March-April, 1963, p. 66, indicate the superiority of surfaces cleaned with an oxy-acetylene torch over those cleaned by shot blasting, whereas G. AURNHAMMER and K. TOMONAGA and J. TAJIMA found the exactly opposite result, which clearly demonstrates the complexity of the problem.

c) Welding and Gluing

Welding

The papers relating to welding all deal with automatic and semi-automatic processes; spot welding, however, was not discussed.

F. FALTUS describes the system of submerged arc welding, welding under a gas shield (CO_2) and under slag (with a special application, groove welding), together with stud welding. He compares these processes with manual welding and indicates for each system the varying requirements in regard to the weldability of the steels and the characteristics of their employment (edge preparation, welding position, preheating, etc.). He also compares the thermal effects, the mechanical properties of the joints, the welding times and the fields of application.

A. NEUMANN also devotes his paper to submerged arc welding, welding under a gas shield and under slag. In addition to interesting economic considerations, he reports the results of static tests and fatigue tests carried out at the Halle Institute on automatic welds (CO_2 and slag-welding). These researches have shown that even minor defects (pores, slight inclusions of slag) reduce the resistance to repeated loading and that only automatic welds free from defects attain the strength of manual welds. The fatigue tests also covered joints in girders with various arrangements¹⁷).

G. TANAKA and S. HASEGAWA describe a composite welded bridge, comprising structural members made of heat treated steel having a very high yield strength (more than 50 kg/mm^2). They indicate the welding methods employed (submerged arc welding, CO_2 welding) together with the preparatory tests, the precautions taken (preheating), and the welding conditions, the strengths and notch impact values obtained, etc. It will be noticed, however, that no fatigue test was carried out.

The papers presented show that automatic and semi-automatic welding processes have made great progress in recent years, but that certain difficulties have still to be overcome before they can supplant manual welding in metal structures. A discussion at the Congress between experts from various countries could be highly profitable.

Gluing

Connections by gluing, although current practice in aeroplane construction, are not employed to any extent in metal structures. As G. AURNHAMMER points out, the strengths of the adhesives are still insufficient, and this prevents them from readily absorbing large stresses.

¹⁷) It is interesting to observe that the complete joint, with cuts in the web plate at the transverse weld, rejected by Mr. NEUMANN, is widely employed in certain countries.

After reporting the results of some basic tests carried out on double-strap butt joints, G. AURNHAMMER therefore describes mainly the research work undertaken in connection with a special application of gluing: the fastening of the track on the steel deck plates of railway bridges. The tests were encouraging and adhesive track supports which have been in service for more than two years have behaved satisfactorily.

J. W. PAULL and F. SZÉPE and P. PLATTHY discuss the problem of lap-jointed connections. As in the case of joints with high strength bolts, the condition of compatibility between the elongations of the joined members and the tangential deformations of the glue seam lead to a distribution of the shear stresses characterised by end peaks. The ratio of the maximum stress τ_{max} to the average stress τ_m is of the form $\frac{\tau_{max}}{\tau_m} = f(K)$, where K is a parameter depending on the geometrical data of the connection and the rigidity towards shearing of the adhesive; this rigidity intervenes according to VOLKERSEN in the form G/δ where G is the shear modulus and δ is the seam thickness. F. SZÉPE and P. PLATTHY¹⁸⁾ suggest that VOLKERSEN's factor K should be modified by replacing the G/δ by a factor c , which is independent of the thickness; in support of their argument they present the results of tests carried out on large numbers of test-pieces¹⁹⁾. As for J. W. PAULL, he uses practically the same parameter and shows that the joint strength decreases approximately linearly when the parameter increases.

It would be desirable that other recent applications, for example, the gluing of steel to concrete in composite bridges, the combined action of gluing and high strength bolts, etc., should be discussed at the Congress.

d) Fatigue Life of Structural Members

The field of fatigue strength is extremely extensive and can only be lightly touched on during the Congress.

J. W. FISHER and I. M. VIEST present conclusions drawn from full-scale fatigue tests which formed part of the AASHO Road Test. They show that the number of stress cycles at fatigue cracking determined on steel road bridges located in the test loops are less²⁰⁾ than those obtained in the labora-

¹⁸⁾ See also the paper by the same authors «Esperimenti sulla unione di metalli con collanti sintetici in Ungheria», Costruzioni Metalliche, May-June, 1963.

¹⁹⁾ F. SZÉPE and P. PLATTHY suppose that the stress τ_{max} is a determining factor for rupture, and that glued connections, unlike most of those employed in metal structures, remain elastic until failure. However, this is not generally confirmed: see for example M. F. JAEGER «Spannungs- und Dehnungsverhalten von Metall-Klebungen», Thesis, Juris-Verlag, Zurich 1962.

²⁰⁾ It must be pointed out, however, that the ultimate strength and the yield point of the steels tested in the laboratory were greater than those of the girders of the bridges.

tory on similar girders, that is to say steel wide flange sections with partial-length cover plates. They remain, however, within the limits of probable dispersion. The results of laboratory tests can therefore be directly applied to the design of actual structures, even though the loading frequencies are markedly different.

After making a comparison of the test results with the allowable stresses according to various design specifications, J. W. FISHER and I. M. VIEST suggest a generalized design approach for fatigue, by assuming that the endurance limit does not depend, in the interesting range, on the ultimate strength and the yield point of the steel. Doubt is cast on this hypothesis by the tests undertaken in Germany²¹⁾ on drilled test-bars, which therefore exhibited a very severe and well defined notch; the values obtained with 52 steel are considerably greater than those of 37 steel; for alternating stresses, the ratio exceeds 1.4. However this may be, the paper by Messrs. FISHER and VIEST should give rise to an interesting discussion at the Congress.

In the previous tests, the repeated load intensity is practically constant. In the road bridges, on the contrary, the stresses due to imposed loads exhibit considerable fluctuations. We are therefore dealing with a case of fatigue under cycles with markedly variable stress levels, a problem about which little is known. In his study, A. M. FREUDENTHAL assumes that, in this case, the fatigue failure can be defined as an "ultimate load failure" of a structure already fatigue-damaged by operational loads. We therefore have two different load spectra: that of operational loads, producing damage, but not failure due to fatigue and that of the "ultimate loads" capable of resulting in collapse. Using the laws of statistics, Mr. FREUDENTHAL is then able to estimate the fatigue life of a structure. These theoretical results can hardly be used directly at the present time — basic statistical data on the distribution of the loads are not available — but they assist in evaluating the safety of a structure.

The paper by F. LEONHARDT is confined to a particular problem, that of the improvement of the fatigue strength of the cables of suspension bridges and more especially of their anchoring. This question is assuming importance on account of the reduction of the dead weights of modern bridge decks and the increase in the imposed loads. Mr. LEONHARDT proposes to replace the usual cable sockets by anchoring heads similar to those employed in prestressed concrete. He also describes a new process for the composition of the cables.

The paper by J. W. RODERICK and B. RAWLINGS is not concerned with the conventional type of fatigue strength, but deals with the plastic design of structures subjected to slow repeated loading. The failure stresses determined in bending tests carried out at low frequency ($1\frac{1}{2}$ cycles per minute) all exceed

²¹⁾ S. WINTERGERST und K. HECKEL: Untersuchungen der Dauerfestigkeit von Schweißverbindungen mit St 37, *Der Stahlbau*, 1962; K. KLÖPPEL und H. WEIHERMÜLLER: Dauerfestigkeitsversuche mit Schweißverbindungen aus St 52, *Der Stahlbau*, 1960.

the yield strength of the steel and are preceded by plastic deformations²²⁾ of varying extent. The results obtained do not enable any general conclusions to be drawn; they show quite clearly, however, the notch effect of the weld. Further experiments²³⁾ will be necessary in order to elucidate the problem

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

Of the very large number of problems relating to the plastic design, it has been decided that only two are to be discussed at the Congress: the problem of the utilisation of high tensile steels, exhibiting stress-strain curve different from that of mild steel, and the problems arising from the use of modern means of connection such as high strength friction grip bolts.

H. BEER and K. MOSER present a method of ultimate load design of indeterminate structures consisting of materials which do not exhibit a yield range like mild steels, but have a stress-strain diagram varying in a more or less continuous manner to the ultimate strength. Approximating this curve by a polygon, they obtain, for the "Sandwich" section, the variation of the characteristic moments of certain simple systems. The outstanding result is that there is, in fact, a tendency towards equalisation of the moments, but that collapse occurs long before such equalisation is complete²⁴⁾. The known hypotheses employed for plastic design are by no means fulfilled for these steels.

R. ANSLIJN, E. MAS and CH. MASSONNET describe part of the tests undertaken in order to determine whether it is possible to extend the methods of plastic design to steel 52. This is mainly a question of fixing the thickness limits permitting large plastic strains in the compressed zones without risk of instability. For wide-flange sections the tests showed that the ratio of the width of the flanges to their thicknesses must be less than 14 and, in compression, the ratio of the depth of the section to the thickness of the web, must be less than 36.

The series HE A (formerly DIE) which is most widely used in Europe

²²⁾ The influence of the cold working, which may give rise to an increase in the fatigue strength for small number of stress cycles, is therefore an important factor in this case.

²³⁾ Instead of testing small test-pieces of rectangular section, in which the external fibres may be relieved of load to a considerable extent by the internal fibres, it would be interesting to employ double-T steel sections.

²⁴⁾ J. FERRY BORGES and E. R. ARANTES E OLIVEIRA obtain similar results in their article "Non-linear Analysis of Reinforced Concrete Structures", IABSE "Publications" 1963. Even for mild steel, when the strain-hardening range is not neglected, equalisation is not complete, as has been shown by F. STÜSSI: see «Konstruktion und Traglastverfahren im Stahlbau», Veröffentlichungen des Deutschen Stahlbau-Verbandes H. 17, Stahlbau-Tagung Kassel 1962.

does not, however, satisfy these conditions; for small sections it is the flange, and for large sections it is the web, which is too thin.

We have already mentioned the tests described by R. T. DOUTY and W. MCGUIRE when dealing with high strength bolts. As far as plastic design is concerned, the purpose of the tests was to determine whether beam-to-column connections with T-stubs for the flanges and angle-irons for the webs are capable of developing the full plastic moment of the girder and function as a plastic hinge.

As far as the strength is concerned, it is sufficient to provide an adequate number of high strength bolts in shear for the T-stub web-to-beam flange connection and to design the connection by bolts under tension between the T-stub and the column flange, taking into account the deformations of the joined members. The prying action mentioned under b) is considerable in this case and, as the high strength bolts have a fairly low breaking elongation, the failure of the connection by bolts under tension, due to bolt fracture, occurs before separation when the T-stubs are fairly flexible; the moment at failure is then less than that calculated directly on the basis of the strength of the bolts.

With regard to the problem of the rotations capacity at the connection, this does not seem to have been solved.

In the opinion of the reporter, a connection cannot be dimensioned solely on the basis of considerations relating to plastic failure; it is of the greatest importance that the behaviour at working load should be satisfactory, in particular for repeated loads, and it is there that an attempt must be made to find the determining constructional criterion.