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

Band: 7 (1964)

Rubrik: Metal structures

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 06.01.2026

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

Construction métallique - Stahlbau - Metal Structures

II

Aciers de construction et moyens d'assemblage
Baustähle und Verbindungsmittel
Structural Steels, Means of Connection

IIa

Aciers à haute résistance et leur mise en œuvre
Hochfeste Stähle und deren Verarbeitung
High Tensile Steels and Their Fabrication

IIb

Boulons à haute résistance
HV-Schrauben
Friction-Grip-Bolts (High Strength Bolts)

IIc

Soudage et collage — Schweißen und Kleben — Welding and Gluing

IId

Résistance à la fatigue des éléments de construction
Ermüdungsfestigkeit von Konstruktionsteilen
Fatigue Life of Structural Members

IIe

Calcul plastique dans le domaine des aciers à haute résistance et des moyens d'assemblage récents
Traglastverfahren im Hinblick auf hochfeste Stähle und neuartige Verbindungsmittel
Plastic Design with Reference to High Tensile Steels and Modern Methods of Connection

PIERRE DUBAS
Ecole Polytechnique Fédérale, Zurich

Rapport général

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

a) Aciers à haute résistance et leur mise en œuvre

Le problème de la mise en œuvre des aciers à haute résistance n'a malheureusement pas soulevé un grand intérêt: seule une contribution a été présentée pour la Publication Préliminaire et la discussion n'a pas été utilisée lors du congrès[1]).

Quelle est la situation actuelle en matière d'aciers à haute résistance? Sans s'arrêter aux procédés d'élaboration, en particulier aux traitements thermiques, qui appartiennent au domaine de la métallurgie, on peut affirmer que les problèmes principaux relatifs à la mise en œuvre sont en grande partie résolus; ceci vaut en particulier pour le soudage, puisqu'on dispose d'électrodes de nuance appropriée[2]) et que l'on connaît les précautions à prendre (température de préchauffage, réglage de l'apport d'énergie lors du soudage, etc.) pour éviter, en particulier pour les aciers trempés et revenus, une modification inadmissible de la micro-structure, conduisant à une diminution de la tenacité (effet de trempe) ou de la résistance.

Du point de vue économique, il faut bien constater que, tout au moins dans les conditions européennes, le supplément de prix des aciers à haute résistance est souvent du même ordre de grandeur que l'augmentation de la limite élastique. Comme cela a déjà été indiqué dans la Publication Préliminaire, nous ne parlons pas ici des aciers de la nuance 50 à 52 dont le prix est souvent peu différent de celui des aciers doux dès que l'on demande pour ces derniers un essai de résilience assez sévère, ce qui conduit automatiquement à une élaboration plus soignée et à une normalisation. Pour les aciers dont la limite élastique atteint ou dépasse 40 kg/mm^2, le gain sur le prix de la matière sera donc modeste même pour les éléments dont la limite élastique est pratiquement la seule base de dimensionnement (réservoirs sous pression ou conduites forcées, barres tendues de treillis soumis à des sollicitations statiques, etc.). Pour les poutres à âme pleine, la situation est encore moins favorable puisque l'âme n'est utilisée que sur ses bords et que le problème du voilement est déterminant pour le choix de l'épaisseur. Pour résoudre cette difficulté, on envisage d'ailleurs aux Etats-Unis de prévoir des âmes d'une nuance inférieure à celle des semelles, ce qui pose d'autres problèmes.

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

---

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

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

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

On comprend dès lors facilement que le domaine d'application des aciers à haute résistance soit assez limité à l'heure actuelle, surtout si l'on ne tient pas compte de l'utilisation en grosse chaudronnerie, qui ne rentre pas directement dans le cadre des activités de l'AIPC. La situation paraît différente au Japon où l'on utilise semble-t-il largement les aciers à haute résistance (traités thermiquement ou autres) pour la construction des ponts[3]). Peut-être les surprix de qualité pour ces nuances sont-ils moins élevés au Japon?

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

b) Boulons à haute résistance

Assemblages à recouvrement (boulons cisaillés)

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

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

---

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

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

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

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

— serrage par clef dynamométrique, avec les incertitudes dues aux frottements internes, aux irrégularités de contact, à la précision de la mesure du moment de serrage, etc.

— serrage par la méthode au tour d'écrou, avec la diminution de réserve plastique qu'elle entraîne ainsi que la possibilité de phénomènes de relaxation (assez faibles selon MM. FISHER et BEEDLE, sur la base d'essais de durée relativement courte).

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

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

Assemblages par boulons tendus

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

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

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

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

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

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

c) Soudage et collage

Soudage

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

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

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

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

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

Collage

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

d) Résistance à la fatigue des éléments de construction

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

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

Ce qui paraît certain, c'est que les aciers à haute résistance sont plus sensibles aux effets d'entaille que les aciers doux. Comme l'indique M. BEER, on doit tenir compte également des entailles dues à la microstructure du métal, elle-même directement influencée par les procédés d'élaboration. On sait d'ailleurs que la résistance à la fatigue des aciers 52 produits avant-guerre était inférieure à celle des aciers à grain fin actuels[4]). Comme le demande M. STÜSSI, c'est donc aux métallurgistes qu'il appartient de réaliser des aciers dont les caractéristiques mécaniques élevées ne soient pas acquises aux dépens d'un bon comportement à la fatigue.

Que cette condition puisse être remplie non seulement pour le métal de base mais également pour les cordons bout-à-bout soigneusement exécutés et meulés, les essais effectués avec l'acier 60 T pour le pont de Chamoson[5]) et ceux relatifs aux aciers ALDUR[6]) le prouvent: dans les deux cas, la résistance à des efforts ondulés atteint (ou dépasse légèrement) 60% de la résistance à la rupture statique, comme pour l'acier doux.

Pour les soudures caractérisées par des entailles très vives, comme les cordons d'angle longitudinaux à l'extrémité d'une semelle dépourvue de soudure frontale meulée (disposition réalisée dans les ponts des essais AASHO, présentés par MM. FISHER et VIEST dans la Publication Préliminaire, et qui correspond à la courbe F, la plus basse, des règles des Chemins de Fer Allemands), la différence entre l'acier 52 et l'acier doux est effectivement très faible; on remarquera toutefois que l'on utilise les mêmes électrodes dans les deux cas et que la résistance (statique) des cordons ne dépend pratiquement pas de la nuance du métal de base[7]). Dans un essai à la fatigue également, on peut se demander si l'on ne détermine pas la résistance à la fatigue du métal d'apport plutôt que celle du métal de base, ce dernier n'intervenant que pour la propagation de la fissure.

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

---

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

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

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

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

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

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

— l'endommagement d'un élément soumis à un spectre de contraintes et non à des cycles d'amplitude constante comme dans les essais à la fatigue classiques;

— la variation effective des sollicitations dans les ouvrages en service.

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

En ce qui concerne les conditions effectives de sollicitation, on en est encore au début. Indiquons à ce sujet que les Chemins de Fer Allemands ont procédé à des mesures de cet ordre sur un pont-rail fortement chargé[8]) et qu'il a été décidé, au sein de la commission tripartite UIC-RILEM-AIPC, d'étendre ces recherches à des ouvrages de types divers. L'interprétation des résultats ne sera certes pas aisée puisqu'il s'agira de dégager les grandes lignes et d'obtenir ainsi des bases à la fois mieux fondées et suffisamment simples pour le dimensionnement à la fatigue. M. Henderson indique qu'on tente en Grande-Bretagne, pour les ponts-routes, d'arriver à ce résultat par une analyse statistique des données relatives aux véhicules en circulation. Dans la seconde partie de son exposé, M. Henderson propose de dimensionner les éléments spécialement soumis à la fatigue pour une durée de vie limitée. Bien que cela se fasse dans certaines industries mécaniques, on voit mal une application de ce principe aux ouvrages d'art, ne serait-ce que pour des raisons économiques.

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

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

---

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

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

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

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

Generalbericht

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

a) Hochfeste Stähle und deren Verarbeitung

Das Problem der Verarbeitung hochfester Stähle ist leider nicht auf ein großes Interesse gestoßen; für den «Vorbericht» wurde ein einziger Beitrag eingesandt, und am Kongreß wurde die Frage nicht besprochen[1]).

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

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

gilt insbesondere für die Schweißung, da Elektroden geeigneter Zusammensetzung[2]) zur Verfügung stehen und Vorsichtsmaßnahmen (Vorwärmetemperatur, Regulierung der Energiezufuhr während des Schweißens usw.) bekannt sind, mit denen sich, besonders bei vergüteten Stählen, eine unzulässige Veränderung der Mikrostruktur vermeiden läßt, die zu einer Verminderung der Zähigkeit (Aufhärtung) oder Festigkeit führen würde.

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

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

Aus diesen Gründen ist das Anwendungsgebiet der hochfesten Stähle heute relativ begrenzt, besonders wenn man die Verwendung im Großkesselbau nicht berücksichtigt, die nicht direkt in den Tätigkeitsbereich der IVBH gehört. In Japan scheinen die Verhältnisse anders zu sein. Offenbar werden hochfeste Stähle (vergütete oder andere) im Brückenbau in großem Umfang verwendet[3]). Vielleicht sind die Güteaufpreise für hochfeste Stähle in Japan kleiner.

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

---

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

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

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

b) HV-Schrauben

Reibverbindungen (Überlappungsstöße)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Verbindungen mit axial beanspruchten HV-Schrauben

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

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

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

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

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

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

c) Schweißen und Kleben

Schweißen

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

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

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

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

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

Kleben

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

d) Ermüdungsfestigkeit von Konstruktionsteilen

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

Was festzustehen scheint, ist, daß hochfeste Stähle kerbempfindlicher sind als St 37. Wie H. Beer bemerkt, müssen auch die sich aus der Beschaffenheit der Mikrostruktur des Metalles ergebenden Kerben berücksichtigt werden, wobei diese Struktur selber direkt durch das Herstellungsverfahren beeinflußt wird. Es ist übrigens bekannt, daß die Ermüdungsfestigkeit des vor dem Krieg erzeugten Stahls St 52 niedriger war als diejenige der heutigen Feinkornstähle[4]). Wie von F. Stüssi verlangt, ist es also Sache der Metallurgen, Stähle zu entwickeln, deren hohe mechanische Eigenschaften nicht auf Kosten einer guten Ermüdungsfestigkeit erreicht werden.

---

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

Daß diese Bedingung nicht nur für das Grundmaterial, sondern auch für sorgfältig ausgeführte und abgearbeitete Stumpfnähte erfüllt werden kann, zeigen die Versuche mit Stahl 60 T für die Brücke von Chamoson[5]) und diejenigen mit den ALDUR-Stählen[6]): In beiden Fällen erreicht die Ursprungsfestigkeit etwa 60% der statischen Zugfestigkeit wie beim Baustahl St 37.

Bei Schweißnähten mit sehr scharfen Kerben (wie Flankenkehlnähte am Ende einer Verstärkungslamelle ohne Stirnnaht, eine Ausführung, die für die Brücken der AASHO-Versuche — von J. W. Fisher und I. M. Viest im «Vorbericht» beschrieben — gewählt wurde und der niedrigsten Kurve entspricht, d. h. der Kurve F in den Dienstvorschriften 848 der DB) ist der Unterschied zwischen St 52 und St 37 tatsächlich sehr klein; es muß allerdings bemerkt werden, daß in beiden Fällen dieselben Elektroden verwendet werden und daß die (statische) Zugfestigkeit der Nähte praktisch nicht von der Festigkeit des Grundmaterials abhängt[7]). Man muß sich also fragen, ob nicht auch bei Ermüdungsversuchen eher die Ermüdungsfestigkeit des Schweißgutes als diejenige des Grundmaterials bestimmt wird, wobei dieses Grundmaterial vorwiegend bei der Rißfortpflanzung eine Rolle spielt.

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

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

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

---

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

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

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

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

In bezug auf die tatsächlichen Beanspruchungsbedingungen stehen wir noch ziemlich am Anfang. Es kann in diesem Zusammenhang erwähnt werden, daß die Deutsche Bundesbahn Messungen[8]) an einer stark belasteten Eisenbahnbrücke durchgeführt hat und daß vom Dreierausschuß UIC/RILEM/IVBH beschlossen wurde, diese Untersuchungen auf Bauwerke verschiedener Typen zu erweitern. Die Auswertung der Ergebnisse wird sicher nicht einfach sein, weil es sich darum handelt, das Wichtige herauszuholen und dadurch zugleich besser begründete und trotzdem genügend einfache Grundlagen für die Bemessung auf Ermüdung zu erhalten. W. HENDERSON berichtet, daß in Großbritannien versucht wird, für Straßenbrücken zu ähnlichen Ergebnissen zu gelangen auf Grund einer statistischen Untersuchung der Angaben, die sich auf in Betrieb befindliche Fahrzeuge beziehen. Im zweiten Teil seines Beitrages schlägt W. HENDERSON vor, auf Ermüdung besonders gefährdete Bauteile für eine beschränkte Lebensdauer zu entwerfen. Obwohl dies auf gewissen Gebieten des Maschinenbaues üblich ist, ist eine Anwendung dieses Prinzipes auf Bauwerke fragwürdig und wäre es nur aus wirtschaftlichen Gründen.

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

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

e) Traglastverfahren im Hinblick auf hochfeste Stähle und neuartige Verbindungsmittel

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

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

---

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

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

General Report

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

a) High Tensile Steels and Their Fabrication

The problem of the fabrication of high-strength steels did not, unfortunately, arouse much interest: only one paper was submitted for the Preliminary Publication and the discussion was not utilised during the Congress[1]).

What is the present position in regard to high-strength steels? Without devoting attention to manufacturing processes, particularly heat treatments, which come within the scope of metallurgy, it is possible to state that the chief problems relating to the use of such steels have, to a large extent, already been solved; this applies more particularly to welding, since electrodes of suitable grades[2]) are now available and we know the precautions that must be taken (pre-heating temperature, control of the supply of energy during

---

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

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

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

From the economic point of view, it must be fully recognised that, at least under European conditions, the additional cost of high-strength steels is often of the same order of magnitude as the increase in the yield point. As already indicated in the Preliminary Publication, we are not discussing here steels of grades 50 to 52 whose cost is often much the same as that of mild steels if a fairly severe impact test is specified for the latter, which leads automatically to more careful manufacture and a normalising treatment. For steels whose yield point reaches or exceeds 40 kg/mm^2, the gain on the cost of the material will consequently be moderate even for elements where the yield point is practically the sole basis of structural design (tanks under pressure or full pipes, tensioned bars of lattices subjected to static stresses, etc.). For plate girders, the position is still less favourable, since the web is only utilised on its edges and the problem of buckling is the decisive factor in the choice of the thickness. In order to overcome this difficulty, the provision of webs made of a grade of steel inferior to that of the flanges has been envisaged in the United States, but this gives rise to other problems.

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

Hence it is readily understandable that the field of application of high-strength steels is somewhat limited at the present time, particularly if we do not take into account its use in boiler making, which does not come directly within the scope of the activities of IABSE. The position appears to be different in Japan where high-strength steels (heat-treated and other grades) appear to be widely used for the construction of bridges[3]). Possibly, the extra cost for quality of these grades is not so high in Japan.

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

---

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

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

Lapped Joints (Sheared Bolts)

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

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

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

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

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

— tightening by means of a calibrated wrench, with the uncertainties due to internal friction, unevennesses of contact, the accuracy of the measurement of the applied torque, etc.

— tightening by the turn of the nut method, with the reduction of the plastic reserve that it involves, together with the possibility of relaxation phenomena (somewhat slight according to FISHER and BEEDLE, on the basis of tests of relatively short duration).

O. A. KERENSKY drew attention to the problem of the corrosion of the faying surfaces, before and after assembly, and of the bolts themselves. There can be not doubt that experience in this field is still meagre and that international co-operation would be desirable.

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

Connections by Bolts Under Tension

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

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

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

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

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

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

c) Welding and Gluing

Welding

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

Here again, it is mainly economic reasons — constantly increasing wages and shortage of skilled workers — which are prompting a more extended use of semi-automatic or automatic processes, whether these are concerned with submerged arc welding or welding under a gas shield, more particularly of CO_2.

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

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

Gluing

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

d) Fatigue Life of Structural Members

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

What appears to be certain is that high strength steels are more sensitive to notch effects than mild steels. As H. Beer indicated, it is also necessary to take into account notches due to the microstructure of the metal, which is itself directly influenced by the processes of manufacture. Moreover, it is known that the fatigue strength of the grade 52 steels produced before the war was lower than that of the fine-grained steels now being made[4]). As F. Stüssi points out, it is therefore incumbent upon the metallurgists to manufacture steels whose high mechanical properties are not acquired at the expense of good behaviour towards fatigue.

That this condition is capable of being fulfilled not only by the base metal, but also by carefully executed and ground butt welds, is proved by the tests carried out with 60 T steel for the Chamoson bridge[5]) and those relating

---

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

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

to the ALDUR steels[6]). In both cases, the resistance to repeated stresses attains (or slightly exceeds) 60% of the static breaking strength, as for mild steel.

For welds characterised by very sharp notches, like the longitudinal filled welds at the end of a cover plate devoid of a ground frontal weld (arrangement existing in the bridges of the AASHO tests reported by FISHER and VIEST in the Preliminary Publication, and which correspond to curve *F* — the lowest — of the regulations of the German Railways), the difference between steel 52 and mild steel is, in actual fact, very slight. It will be observed, however, that the same electrodes are used in both cases and that the strength (static) of the welds is practically independent of the grade of the base metal[7]). In a fatigue test also it may be questioned whether it is not the fatigue strength of the weld metal that is determined rather than that of the base metal, which only intervenes for spreading the crack.

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

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

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

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

As far as the actual stress conditions are concerned, we are still in the initial stages. In this connection, we may mention that the German Railways have undertaken measurements of this kind on a heavily load railway bridge[8])

---

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

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

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

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

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

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

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

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

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

IIa1

Utilisation d'aciers à haute résistance dans deux ouvrages suisses

Verwendung hochfester Baustähle für zwei Brücken in der Schweiz

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

PIERRE DUBAS
Ecole Polytechnique Fédérale, Zurich

Introduction

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

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

Pont sur le Rhône à Chamoson

Le pont de Chamoson[1]) sur le Rhône relie l'usine hydro-électrique de Nendaz avec le poste d'interconnexion et de transformation placé sur l'autre

---

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

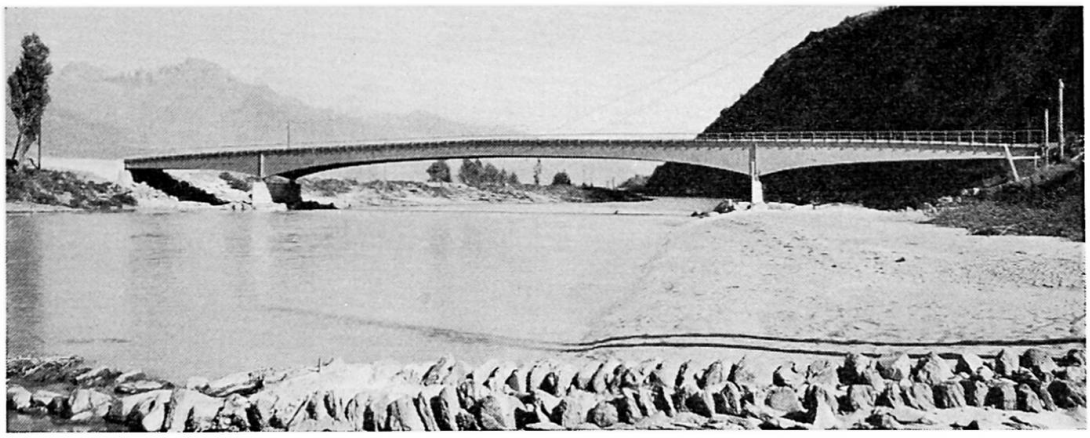

Fig. 1. Ensemble du pont de Chamoson sur le Rhône.

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

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

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

Caractéristiques mécaniques effectives

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

---

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

— striction: 48%
— résistance à la fatigue
efforts alternés σ_w = 30 kg/mm² (éprouvettes meulées)
efforts répétés σ_u = 38 kg/mm² (éprouvettes meulées)
σ_u = 34 kg/mm² (éprouvettes à l'état de livraison, avec calamine, VSM 10 921)
σ_u = 38—40 kg/mm² (joint soudé selon VSM 14 051, éprouvette meulée)
— coefficient de pliage (VSM 10 926): 30—34%
— résilience naturelle Charpy-V à 0°: 6 kgm/cm²

Composition chimique (%)

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

$\sigma_{min}/\sigma_{max}$	−1,0	−0,5	0	0,54	0,65	1,0	
$\sigma_{adm\,(B)}$	1,4	1,67	2,2	3,0	—	3,0	t/cm²
$\sigma_{adm\,(C)}$	1,25	1,57	2,05	—	3,0	3,0	

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

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

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

Pont de la Madeleine sur la Sarine

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

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

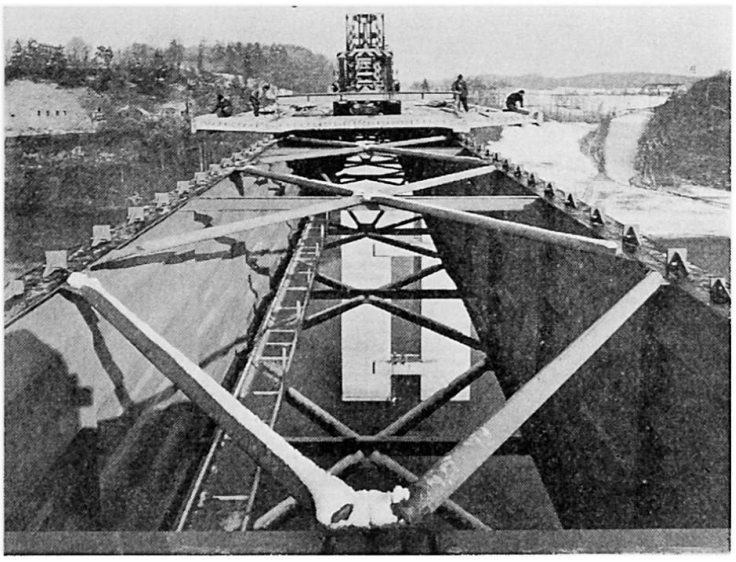

Fig. 2. Pont sur la Sarine. Pose des éléments de dalle.

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

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

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

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

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

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

Epaisseur mm	Essai de traction			Résilience (en long)	
	Résistance à la traction kg/mm²	Limite élastique kg/mm²	Allongement % $L = 5\,d$	Charpy-V naturelle $-10°$ kgm/cm²	DVM vieillie $\pm 0°$ kgm/cm²
14	57,6—60,8	43,7—46,9	26—29	10—14	7—16
20	58,5—58,7	42,7—43,8	28—29	17	18—19
45	56,6—59,4	41,7—43,0	28—34	10—11	16—18
50	60,0	43,3	25	15	12
garanti	55—68	40	$\frac{1200}{55—68}$	5	5

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

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

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

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

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

Fig. 3. Tronçons sur pile en montage.

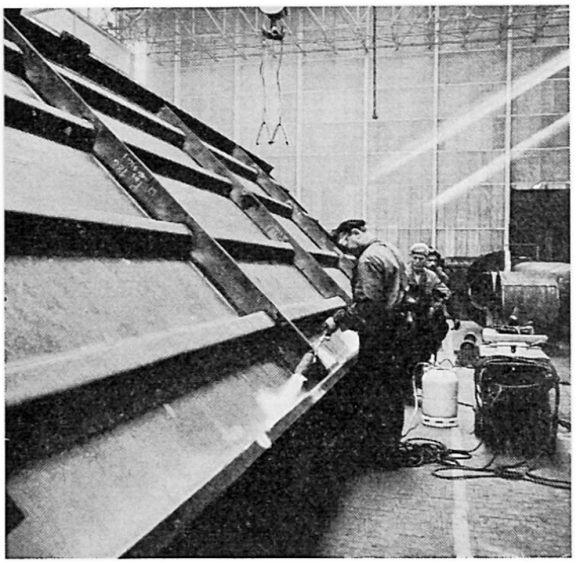

Fig. 4. Préchauffage des semelles avant soudure.

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

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

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

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

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

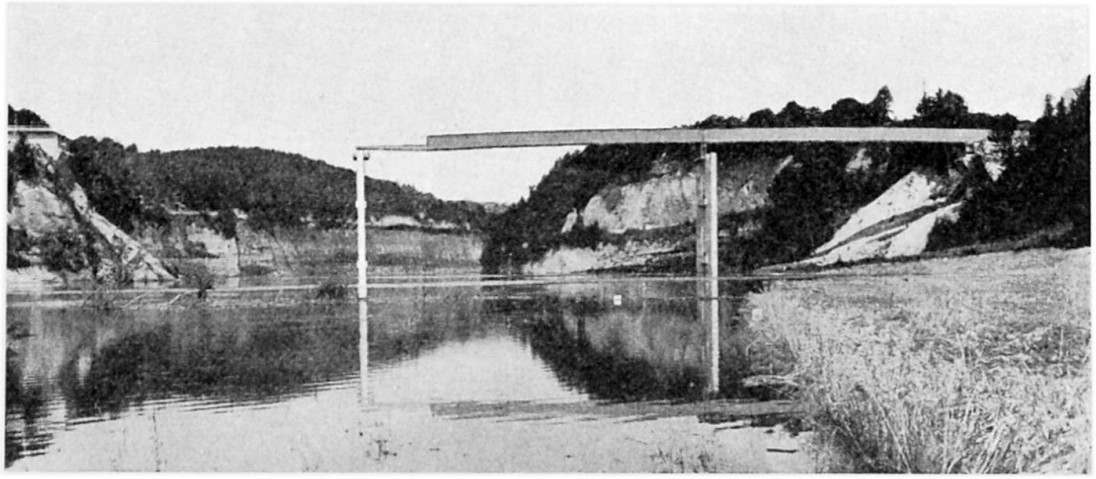

Fig. 6. Franchissement de la travée centrale de 106,50 m lors du lançage.

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

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

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

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

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

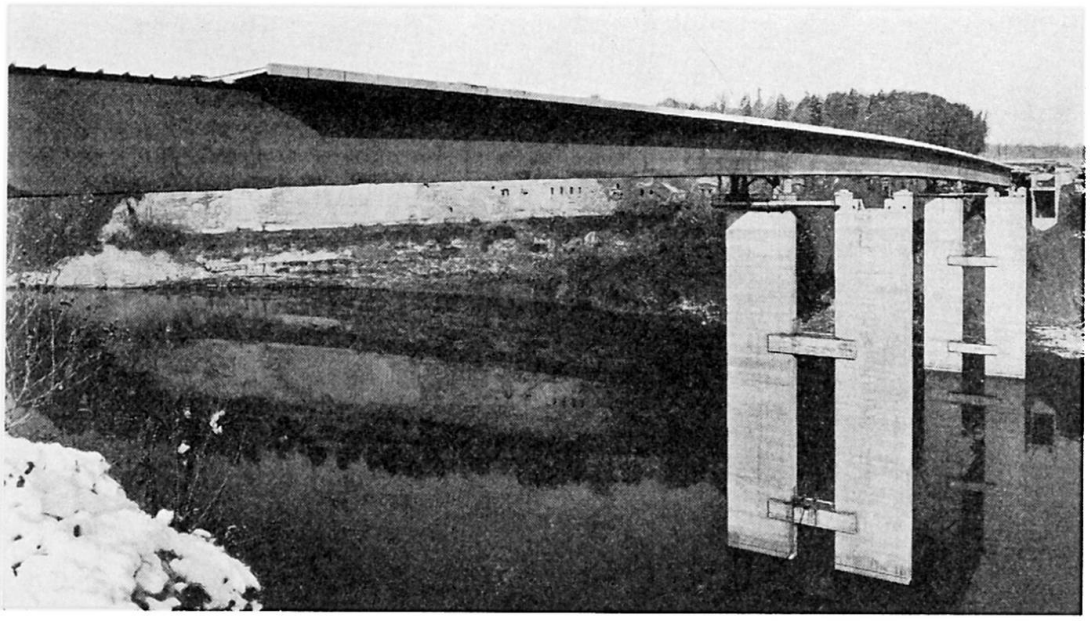

Fig. 7. Ensemble du pont sur la Sarine, surélevé de 1,60 m sur piles.

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

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

Résumé

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

Zusammenfassung

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

Summary

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

IIb1

Supplement - Complément - Ergänzung

Studies on the Application of High-Strength Bolted Joints to Bridges[1])

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

Untersuchungen über die Verwendung von hochfest verschraubten Stößen im Brückenbau

ICHIRO KONISHI
Kyoto University, Kyoto, Japan

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

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

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

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

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

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

---

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

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

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

Summary

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

Résumé

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

Zusammenfassung

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

IIb2

Diskussion - Discussion - Discussion

HV-Schrauben[1])

Friction-Grip-Bolts (High Strength Bolts)

Boulons à haute résistance

F. FALTUS
Prof. Ing. Dr., Prag

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

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

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

---

[1]) Siehe «Vorbericht» — see "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire», IIb, p. 363.

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

Die Druckverteilung unter der Schraube scheint ziemlich begrenzt zu sein. Es zeigen dies nicht nur die Abbildungen an Abdrücken in [1], fotoelastische Messungen, sondern auch direkte Messungen. Die Annahme einer Druckverteilung unter 45° nach Rötscher ist jedenfalls zu optimistisch. Wallner [10] findet 10—15°. Spannungsmessungen von Šedivec [11] an durchschnittenen

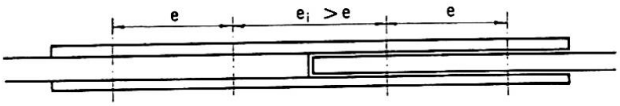

Fig. 1. Abminderung des Einflusses verschiedener Blechdicken durch vergrößerten Randabstand der ersten Schraubenreihe.

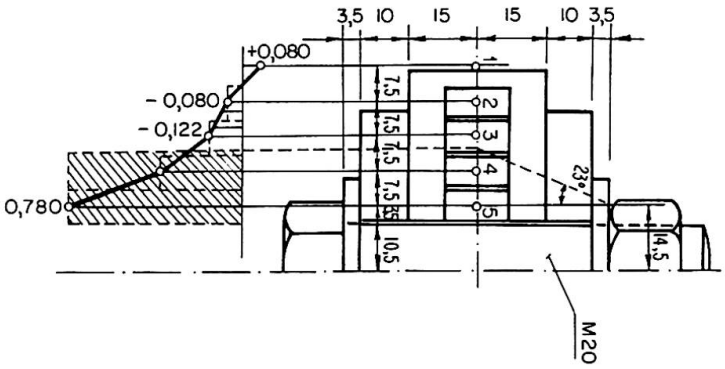

Fig. 2. Druckverteilung unter einer Schraube.

Scheiben zwischen vorgespannten Schrauben zeigen eher auf eine «mitwirkende» Breite der Druckzone unter 20—30° (Fig. 2). Andere Versuche zeigen, daß die Druckverteilung auch von der Vorspannkraft, also auch vom Verhältnis von Schraubendurchmesser zur Blechdicke abhängt.

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

$$kZ = \frac{F_s Z}{F_s + F_k}. \tag{1}$$

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

$$k = \frac{F_s}{F_s + F_k} \alpha \tag{2}$$

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

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

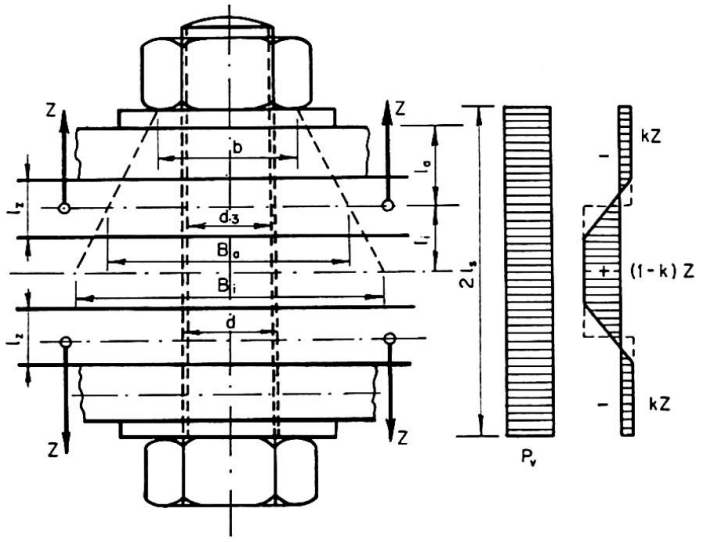

Fig. 3. Berechnung von zugbeanspruchten Schrauben.

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

$$E\,\delta_s = \frac{k\,l_s}{F_s}\,Z. \tag{3a}$$

Nehmen wir (etwas willkürlich) den Angriffspunkt der Kraft Z in der Mittelebene des Bleches der Dicke l_Z an[2]), so ist die Zusammendrückung der äußeren Teile

$$E\,\delta_a = \frac{k\,l_a}{F_a}\,Z, \tag{3b}$$

die Verlängerung der inneren Teile

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

---

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

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

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

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

bzw.

$$F_i = \pi\sqrt{(B_a-d)^2\,(B_i-d)^2} \tag{4b}$$

handelte.

Es ist

$$k = \frac{\delta_i}{\delta_s+\delta_a+\delta_i}. \tag{5a}$$

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

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

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

wird.

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

Aus einem 25 mm dicken Blech aus St. 37 wurden Scheiben von 50 mm Durchmesser[3]), mit einer Bohrung ⌀ 18 und zwei ringförmigen Vorsprüngen zum Ansatz der Meßgeräte gedreht (Fig. 4). Mit gegenüberliegenden induktiven Meßgebern Philipps PR 9310 wurden mit einer Genauigkeit von 0,5 μm die Änderung der Entfernung a bei Veränderung der äußeren Belastung P gemessen. Die gemessene Größe setzt sich zusammen aus der elastischen Verformung der Meßstrecke a, $\delta_c = \frac{P}{EF}a$ und der Verformung Δ_i in den Kontaktflächen. Fig. 5 gibt einige charakteristische Meßergebnisse wieder. Linienzug A_1 entspricht der Verformung Δ_i bei dem Aufliegen zweier roher Blechoberflächen, die nur von losem Zunder reingebürstet wurden. Linienzug A_2 gehört zu demselben Versuchskörper nach dreimaliger Vorbelastung mit $P = 50\,Mp$.

---

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

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

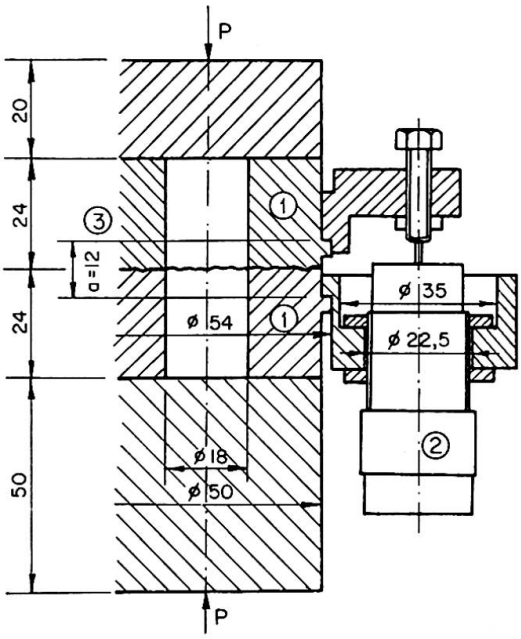

Fig. 4. Versuchsanordnung zur Messung der Federung in einer Kontaktfläche:

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

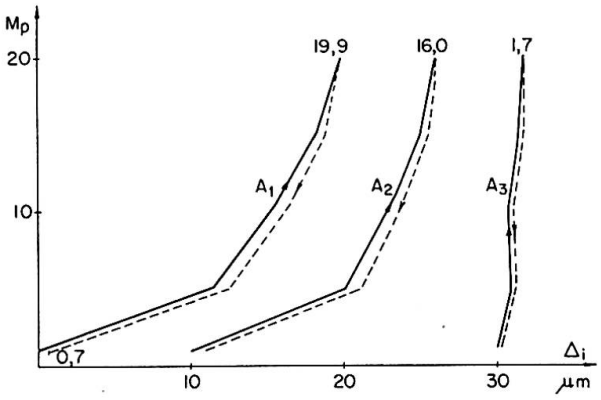

Fig. 5. Gemessene Verformungen der Kontaktfläche.

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

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

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

Für die in [6] in Tafel 2 angeführten Versuche sind die Werte k nach (5a) in Tafel I zusammengestellt. Die Übereinstimmung zwischen Berechnung und Versuch[4]) ist hier besser wie in [6]. Daß der Kraftanstieg in der Schraube erst bei höherer Belastung rascher als linear ansteigt, deutet auf eine sorgfältige Bearbeitung der Kontaktflächen hin.

Tafel I. Berechnung der Schraubenkräfte nach (6)

Versuch Nr.	l_s cm	F_s cm²	$l_a=l_i$ cm	$F_a=F_i$ cm²	$E\,\delta_s$	$E\,\delta_a=E\,\delta_i$	$E\,(\delta_s+\delta_a+\delta_i)$	k	(k)*)
Nr. 1 (⌀ 22)	24,6	6,1	11,9	57,4	4,03	0,207	4,4	0,0465	0,061
Nr. 2 (⌀ 19)	24,6	4,4	11,9	41,4	5,59	0,288	6,17	0,0467	0,065
Nr. 3 (⌀ 22)	24,6	6,1	11,9	43,6	4,03	0,273	4,57	0,0597	0,060
Nr. 4 (⌀ 19)	24,6	4,4	11,9	37,0	5,59	0,322	5,91	0,0545	0,060

*) Nach Versuchen in [6].

In Fig. 6 sind die Ergebnisse von Versuchen von ŠEDIVEC [11] gezeigt. Z ist die aus dem Biegemoment berechnete Belastung einer Schraube, kZ der Mittelwert der gemessenen Schraubenkräfte[5]).

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

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

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

---

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

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

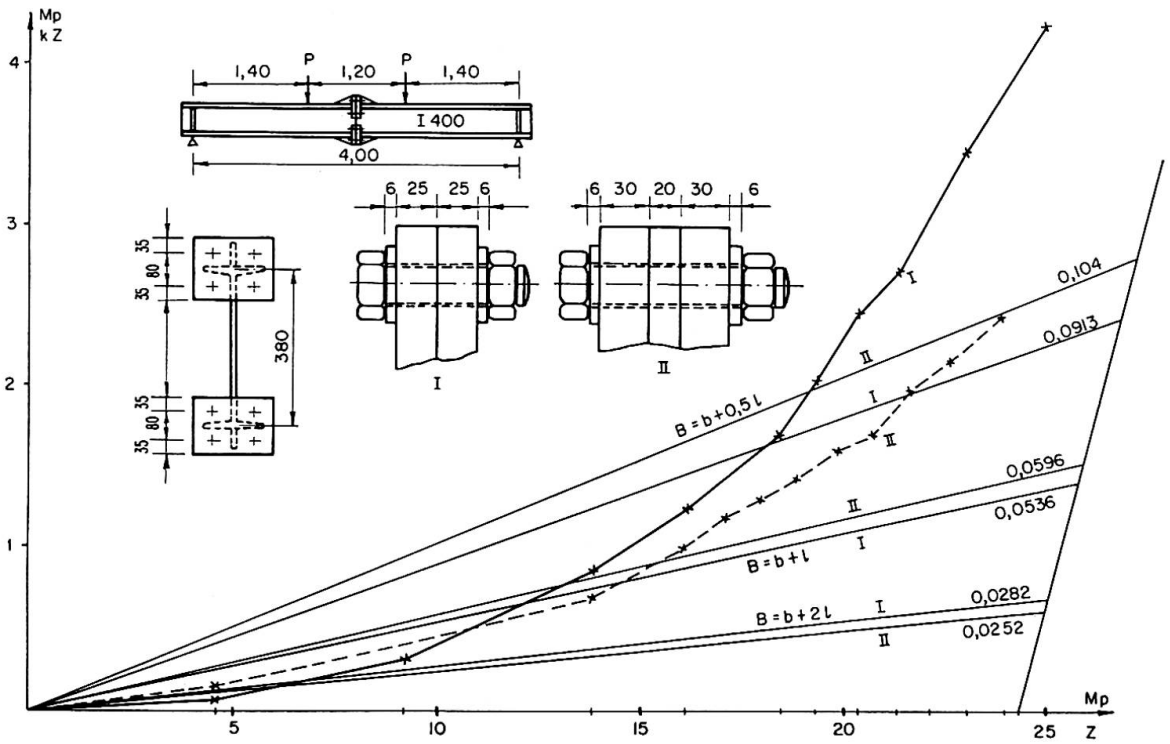

Fig. 6. Nichtlineares Anwachsen der Schraubenkraft bei Zugbelastung.

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

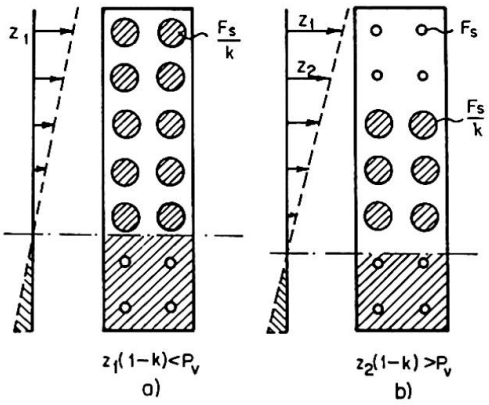

Fig. 7. Berechnung eines Biegestoffes.

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

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

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

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

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

$\mu = 0{,}45$ für sandgestrahlte oder geflämmte Flächen,
$\mu = 0{,}35$ für gebürstete, ungestrichene Flächen,
$\mu = 0{,}25$ für ungereinigte Flächen (bei Ersatz von Nieten durch HV-Schrauben).

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

gen sind hiebei kleiner als das Spiel von $1^1/_2$ mm zwischen Schraubenschaft und Lochdurchmesser. Es drängt sich bei Betrachtung der Unterschiede zwischen Versuchen auf Stahl A 7 mit Reibungsbeiwerten von $\mu = 0{,}35$—$0{,}40$ und den Versuchen auf härterem Stahl A 440 mit Reibungsbeiwerten von $\mu = 0{,}30$ bis $\mu = 0{,}32$ die Frage auf, ob sich diese Ergebnisse auch auf die in Europa üblichen Verhältnisse übertragen lassen.

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

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

Schrifttum

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

Zusammenfassung

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

Summary

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

Résumé

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

IIb3

High Strength Bolting in the U.S.A.

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

Die HV-Schrauben in den USA

JOHN W. FISHER
Research Assistant Professor of Civil Engineering, Lehigh University Bethlehem, Pennsylvania

LYNN S. BEEDLE
Research Professor of Civil Engineering, Lehigh University, Bethlehem, Pennsylvania

Design Concepts in the U.S.A.

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

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

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

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

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

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

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

Experience with Bolted Connections

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

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

One specimen with no washers and oversized holes ($^1/_8$-in. instead of $^1/_{16}$-in.) slipped into bearing during the first cycle of loading and ran 3×10^6 cycles at 0 to 30 ksi without failure.

2. Relaxation Tests of A 325 and A 490 Bolts

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

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

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

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

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

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

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

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

4. Joint Movements in a Railroad Bridge

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

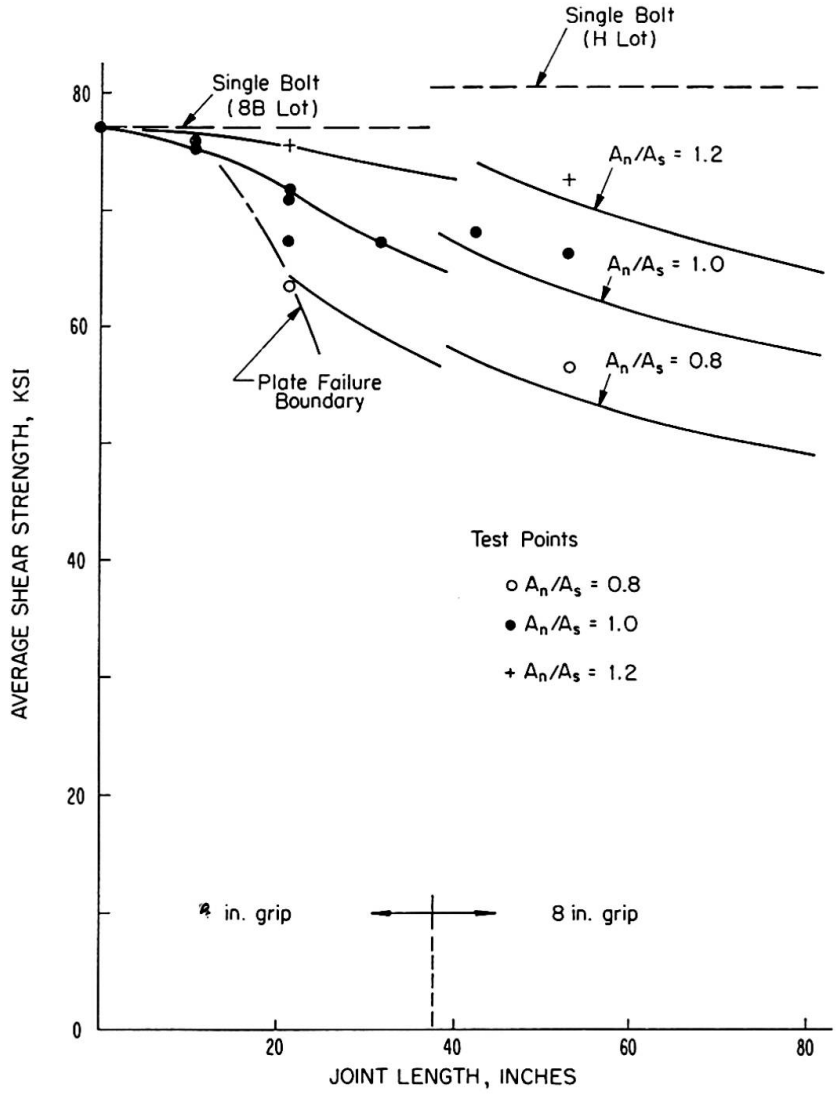

Fig. 1. Summary of Analytical and Experimental Results for A 325 Bolts in A 440 Steel Joints.

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

5. *Tests of Bolted Steel Moment Connections*

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

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

Installation of High-Strength Bolts

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

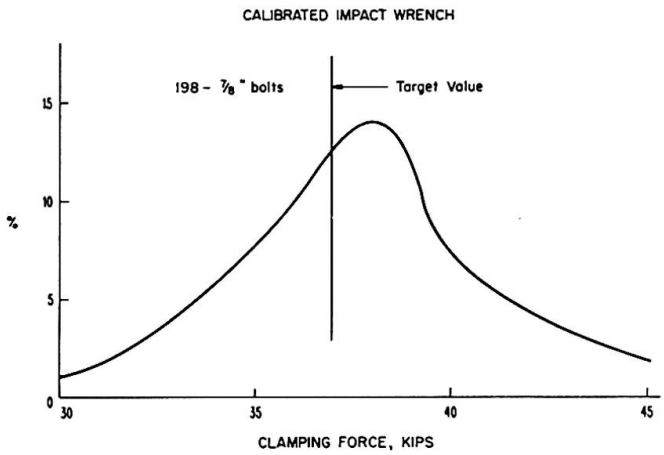

Fig. 2. Histrogram of Internal Bolt Tension.

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

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

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

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

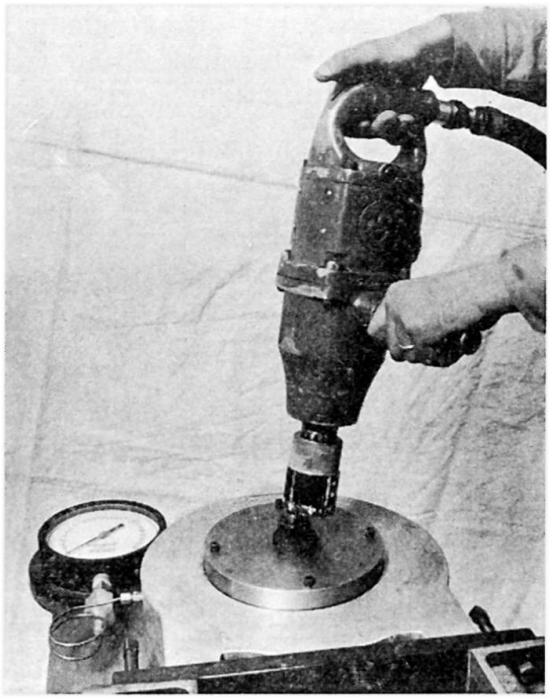

Fig. 3. Hydraulic Calibrator for Torqued Installation.

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

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

References

1. Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation: "Specifications for the Assembly of Structural Joints Using High-Strength Steel Bolts", 1951.
2. Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation: "Specifications for Structural Joints Using ASTM A 325 or A 490 Bolts", March 1964.
3. D. D. Vasarhelyi, S. Y. Beano, R. B. Madison, Z. A. Lu and U. C. Vasishth: "Effects of Fabrication Techniques". Transactions ASCE, Vol. 126, Part II, 1961, pp. 764—796.
4. R. T. Foreman and J. L. Rumpf: "Static Tension Tests of Compact Bolted Joints". Transactions, ASCE, Vol. 126, Part II, 1961, pp. 228—254.
5. R. A. Bendigo, R. A. Hansen and J. L. Rumpf: "Long Bolted Joints". Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST 6, December 1963.
6. E. Chesson, Jr. and W. H. Munse: "Studies of the Behavior of High-Strength Bolts and Bolted Joints". University of Illinois, Engineering Experiment Station, Bulletin 469, 1964.
7. R. A. Hechtman, D. R. Young, A. G. Chin and E. R. Savikko: "Slip of Joints Under Static Loads". Transactions, ASCE, Vol. 120, 1955, pp. 1335—1352.
8. K. Tomonaga and J. Tajima: "The Use of High-Strength Bolted Joints in Railway Bridges". Preliminary Publications, 7th Congress IABSE, 1964, pp. 379—385.
9. L. Carpentier and B. Alemany: «Expérience française des boulons à haute résistance». Preliminary Publications, 7th Congress IABSE, 1964, pp. 397—405.
10. J. W. Fisher, P. O. Ramseier and L. S. Beedle: "Strength of A 440 Steel Joints Fastened with A 325 Bolts". Publications, IABSE, Vol. 23, 1963, pp. 135—158.
11. J. W. Fisher and J. L. Rumpf: "The Analysis of Bolted Butt Joints". Fritz Engineering Laboratory Report No. 288.17, Lehigh University, Bethlehem, Pa., 1964.
12. E. Chesson, Jr.: "Joint Behavior of a Bolted Railway Bridge During Erection and Service, SRS No. 284". University of Illinois, Urbana, Illinois, 1964.
13. R. T. Douty and W. McGuire: "High-Strength Bolted Connections with Applications to Plastic Design". Preliminary Publications, 7th Congress, IABSE, 1964, pp. 565—576.
14. L. G. Johnson, J. C. Cannon and L. A. Spooner: "High Tensile Preloaded Joints". British Welding Journal, September 1960, p. 560.
15. G. A. Maney: "What Happens When a Bolt is Twisted Off?". Fasteners, Vol. 3, No. 4, 1946.
16. A. Pauw and L. L. Howard: "Tension Control for High-Strength Structural Bolts". Proceedings, AISC, 1955, pp. 13—21.
17. J. L. Rumpf and J. W. Fisher: "Calibration of A 325 Bolts". Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 89, No. ST 6, December 1963, pp. 215—234.
18. B. Thürlimann: "Research on Large Compact Joints With High Strength Steel Bolts". Final Report 6th Congress IABSE, 1960, pp. 191—201.

Summary

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

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

Résumé

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

Zusammenfassung

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

IIb4

Discussion - Discussion - Diskussion

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

Boulons à haute résistance

HV-Schrauben

O. A. KERENSKY
C.B.E., B. Sc., M.I.C.E., M.I. Struct. E., London

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

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

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

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

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

Briefly the problems are:

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

---

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

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

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

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

Summary

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

Résumé

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

Zusammenfassung

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

IIc1

Diskussion - Discussion - Discussion

Schweißen und Kleben[1])

Welding and Gluing

Soudage et collage

CURT F. KOLLBRUNNER
Zollikon, Schweiz

I. Schweißen

Nach FALTUS [1] verlangt die neueste Entwicklung der Schweißtechnik eine Vergrößerung der Schweißgeschwindigkeit. Sie bedingt den größtmöglichen Ersatz der Handschweißung durch automatische oder halbautomatische Methoden. Für den Stahlbau werden in Zukunft die halbautomatischen Methoden die wichtigste Rolle spielen. Dabei ist hier die erfolgversprechendste Schweißart die Lichtbogenschweißung mit CO_2 als Schutzgas.

NEUMANN [2] behandelt die Gesichtspunkte der Herstellungs-Technologien, die Fragen des Einsatzes und der Schweißzeiten der Hochleistungs-Schweißverfahren. Der Bericht zeigt die Vorteile der Anwendung von Hochleistungs-Schweißverfahren für die Stahlkonstruktionen. Die CO_2- und die ES-Schweißung (Elektro-Schlacke-Schweißung) erhalten mit der Zeit für den Stahlbau größere Bedeutung als die E-Schweißung (Lichtbogen-Hand-Schweißung) und die UP-Schweißung (Unterpulver- oder Ellira-Schweißung).

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

* * *

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

---

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

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

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

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

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

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

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

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

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

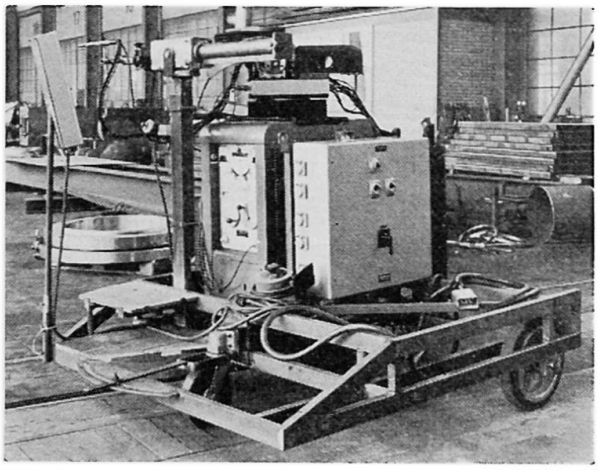

Fig. 1. Prototyp der CO_2-Schutzgas-Schweißapparatur.

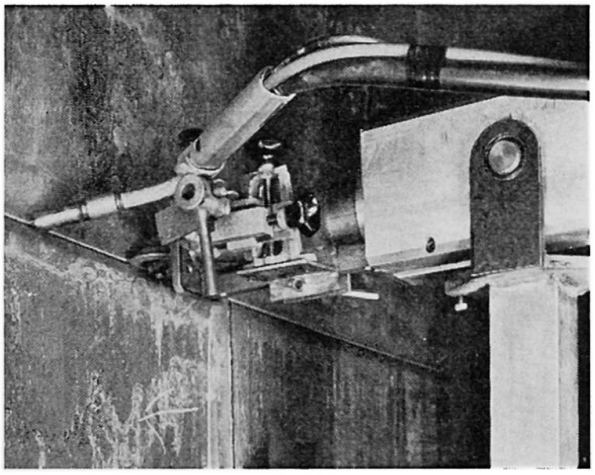

Fig. 2. Apparatur eingestellt für vollautomatisches Schweißen einer Horizontalnaht (Detailaufnahme).

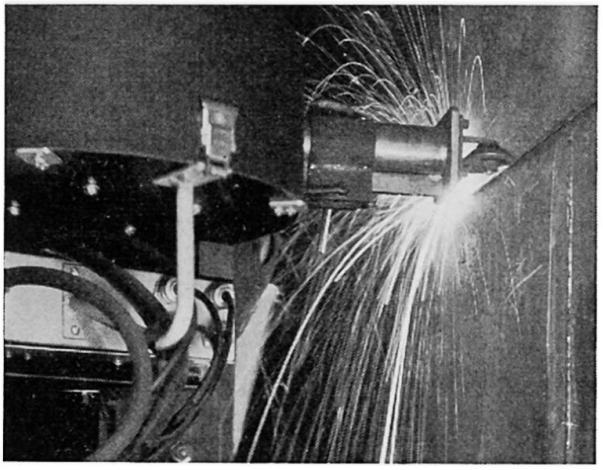

Fig. 3. Vollautomatisches Schweißen einer Horizontalnaht (Detailaufnahme).

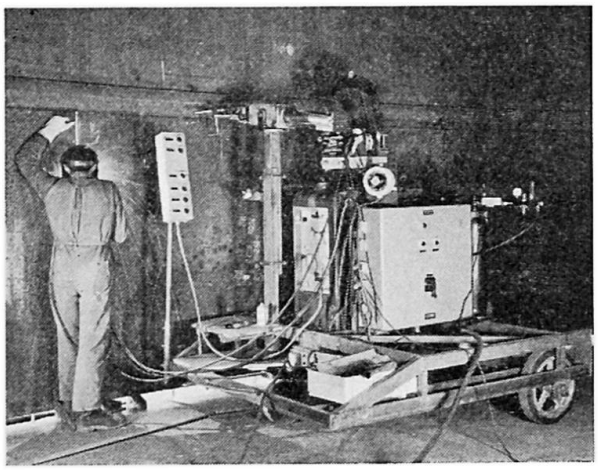

Fig. 4. Halbautomatisches Schweißen einer Vertikalnaht.

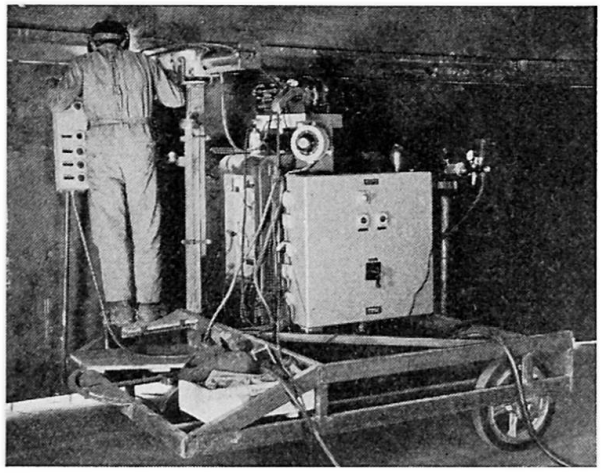

Fig. 5. Vollautomatisches Schweißen einer Horizontalnaht.

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

II. Kleben

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

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

* * *

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

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

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

* * *

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

Schrifttum

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

Zusammenfassung

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

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

Summary

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

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

Résumé

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

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

IId1

Discussion - Discussion - Diskussion

Fatigue Life of Structural Members[1])

Résistance à la fatigue des éléments de construction

Ermüdungserscheinungen von Konstruktionsteilen

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

IVAN M. VIEST
Structural Engineer, Bethlehem Steel Co., Bethlehem, Pa., U.S.A.

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

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

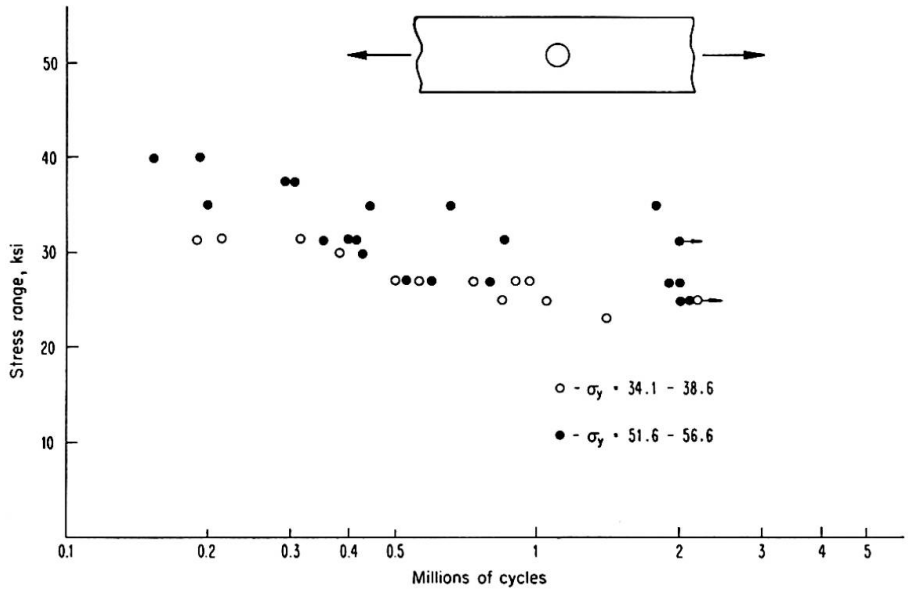

Fig. 1. Fatigue Tests of Plates with Hole.

---

[1]) See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», IId, p. 497.

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

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

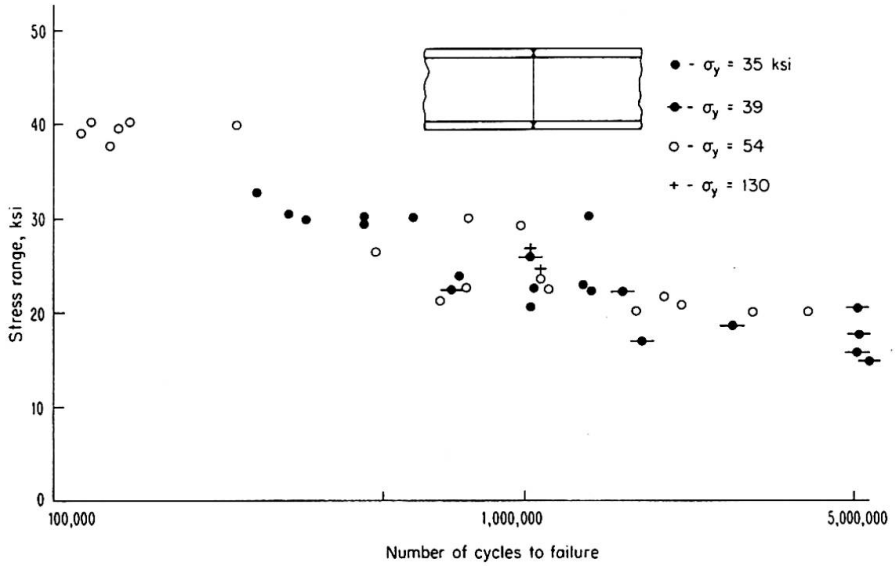

Fig. 2. Fatigue Tests Butt Welded Beam Splices.

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

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

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

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

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

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

References

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

Summary

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

Résumé

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

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

Zusammenfassung

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

IId2

Diskussion - Discussion - Discussion

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

Fatigue Life of Bridge Beams Subjected to Controlled Truck Traffic

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

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

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

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

berechnet worden.

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

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

---

[1]) Siehe «Vorbericht» — see "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire», IId 1, p. 497.

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

Der Feststellung von J. W. Fisher und I. M. Viest, daß die Ermüdungs-

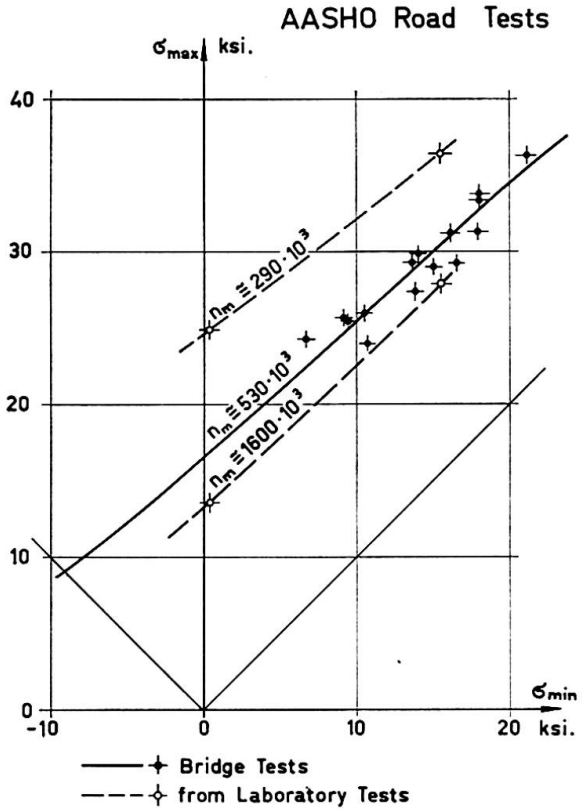

Fig. 1.

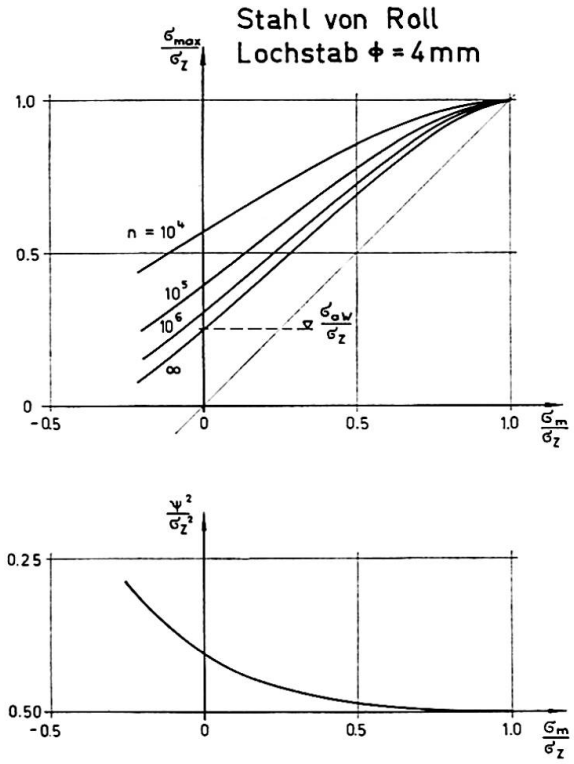

Fig. 2.

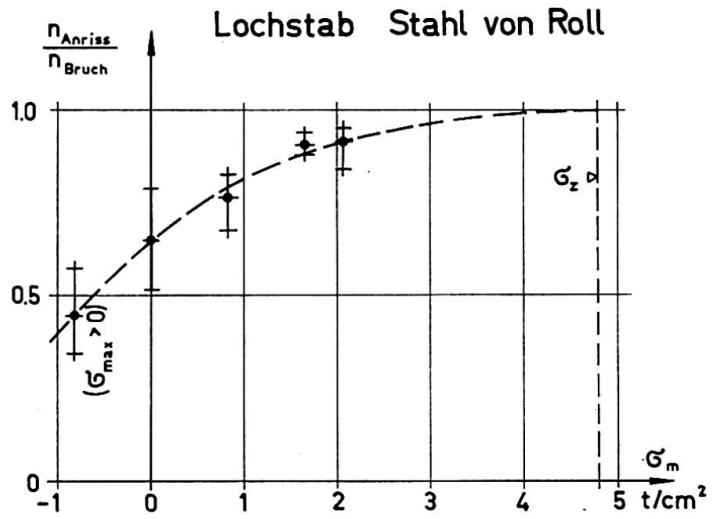

Fig. 3.

festigkeit durch Steigerung der Zugfestigkeit des Materials nur unbedeutend erhöht werde, kann nicht allgemein zugestimmt werden. In der folgenden Tabelle 1 sind die Wechselfestigkeiten σ_W bei 1 Million Lastwechsel für normalen Baustahl (St 37) und hochwertigen Baustahl (St 52) für einige charakteristische Stabformen zusammengestellt nach Versuchen von M. Roš und A. EICHINGER[2]) und mit den statischen Zugfestigkeiten σ_Z verglichen. Es zeigt sich, daß das Verhältnis σ_W/σ_Z für den glatten Probestab für die beiden untersuchten Stahlarten annähernd gleich groß ist, daß jedoch der hochwertige

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

	St. 37			St. 52		
	σ_W kg/mm²	σ_Z kg/mm²	$\frac{\sigma_W}{\sigma_Z}$	σ_W kg/mm²	σ_Z kg/mm²	$\frac{\sigma_W}{\sigma_Z}$
Vollstab ohne Walzhaut	18,0	39,0	0,462	28,5	62,0	0,460
Vollstab mit Walzhaut	15,5	39,0	0,397	23,5	62,0	0,379
Lochstab ohne Walzhaut	12,0	42,8	0,280	17,0	66,5	0,256
Lochstab mit Walzhaut	11,5	42,8	0,269	15,0	66,5	0,226

Stahl auf Kerbwirkungen offensichtlich etwas empfindlicher ist als der normale Stahl. Immerhin ist auch im ungünstigsten Fall die Wechselfestigkeit von Stahl St 52 noch mindestens 30% höher als diejenige von Stahl St 37. Fig. 4 zeigt amerikanische Versuche an einem hochwertigen Stahl, SAE 4130 Steel[3]), wie er im Flugzeugbau verwendet wird. Für 1 Million Lastwechsel beträgt für den ungekerbten Stab die Wechselfestigkeit σ_W etwa 51,2 ksi, so daß sich bei einer statischen Zugfestigkeit σ_Z von 118 ksi ein Verhältnis σ_W/σ_Z von 0,434 ergibt; auch bei diesem hochwertigen Stahl liegt somit ein ähnliches Verhältnis für den glatten Vollstab vor, wie bei den in Tabelle 1 angegebenen Baustählen. Es ist nicht zu bestreiten, daß sogenannte hochwertige Stähle hergestellt werden, bei denen im Vergleich zu gewöhnlichem Baustahl die statische Zugfestigkeit viel stärker vergrößert ist als die Wechselfestigkeit bei 2 Millionen oder mehr Lastwechseln. Der Stahlbauer muß aber von den hochwertigen Stählen erwarten können, daß bei einer Steigerung der statischen Zugfestigkeit auch die Ermüdungsfestigkeiten in annähernd gleichem Verhältnis vergrößert werden. Es ist Sache der Stahlwerke, solche Stähle zu entwickeln und herzustellen. Bei den europäischen Baustählen dürfte seit einiger Zeit diese Forderung des Konstrukteurs erfüllt sein. Es sei noch darauf hingewiesen, daß

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

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

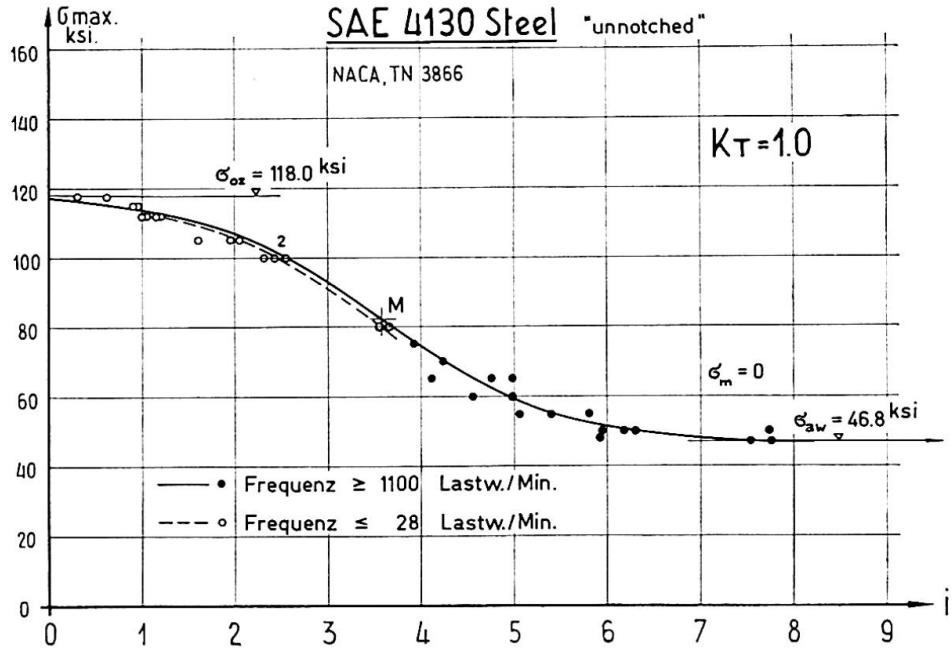

Fig. 4.

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

Zusammenfassung

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

Summary

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

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

Résumé

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

Leere Seite
Blank page
Page vide

IId3

Zwei Probleme der Ermüdungsfestigkeit

Two Problems Relating to Fatigue Strength

Deux problèmes relatifs à la résistance à la fatigue

H. BEER

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

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

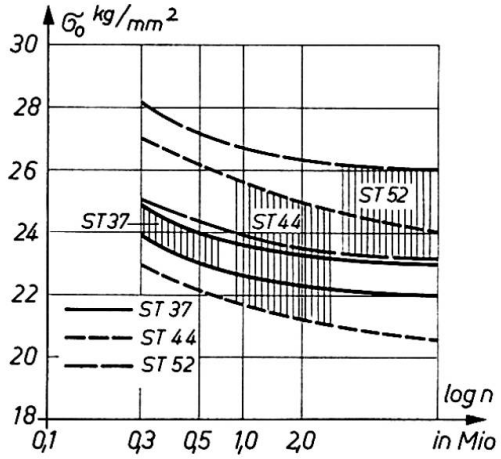

Fig. 1.

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

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

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

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

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

Zusammenfassung

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

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

Summary

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

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

Résumé

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

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

Leere Seite
Blank page
Page vide

IId4

Discussion - Discussion - Diskussion

Fatigue Life of Structural Members[1])

Résistance à la fatigue des éléments de construction

Ermüdungserscheinungen von Konstruktionsteilen

O. A. KERENSKY
C.B.E., B. Sc., M.I.C.E., M.I. Struct. E., London

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

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

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

Summary

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

Résumé

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

---

[1]) See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», IId, p. 497.

Zusammenfassung

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

IId5

Discussion - Discussion - Diskussion

Fatigue Life of Structural Members[1])

Résistance à la fatigue des éléments de construction

Ermüdungserscheinungen von Konstruktionsteilen

W. HENDERSON
Scotland

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

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

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

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

---

[1]) See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», IId, p. 497.

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

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

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

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

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

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

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

Summary

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

Résumé

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

Zusammenfassung

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

IId6

A Counter for the Investigation of Plasticity and Fatigue in Metals

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

Ein Zählrohr für die Forschung nach Plastizität und Ermüdung in Metallen

A. A. VAN DOUWEN
Professor in steel constructions

C. C. VEERMAN
Scientific officer

Technological University of Delft, Holland

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

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

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

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

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

The arrangements mentioned have one disadvantage in common, namely

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

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

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

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

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

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

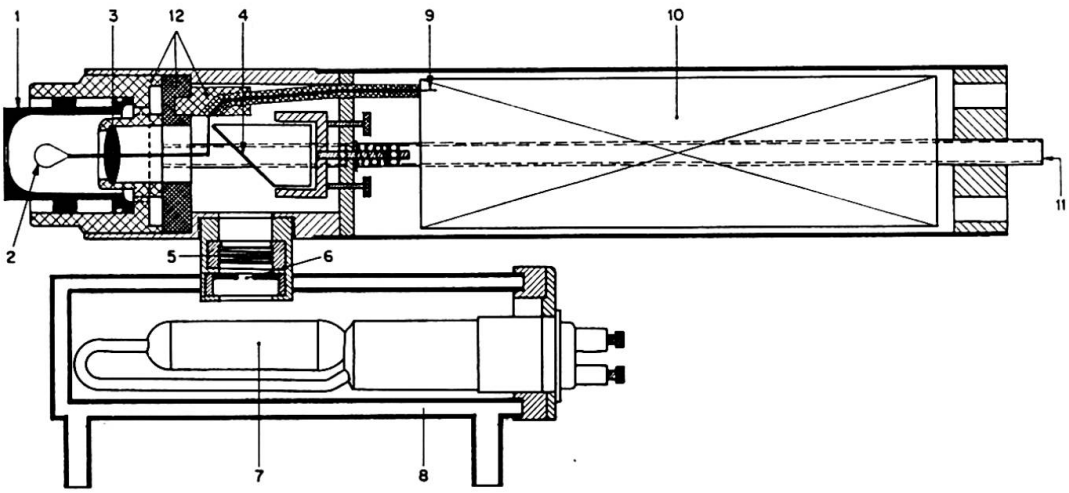

Fig. 1. Flow-counter.

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

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

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

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

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

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

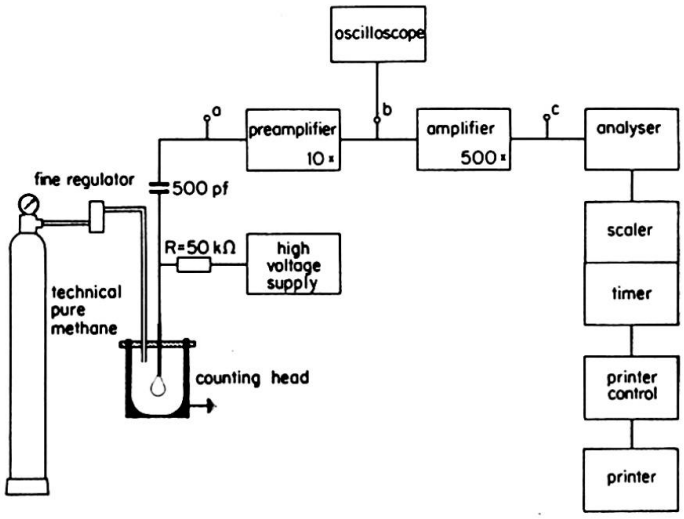

Fig. 2. Block diagram.

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

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

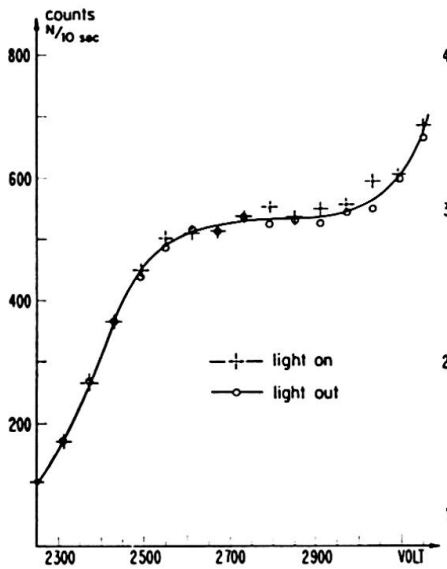

Fig. 3a. Shape of the plateau C-14.

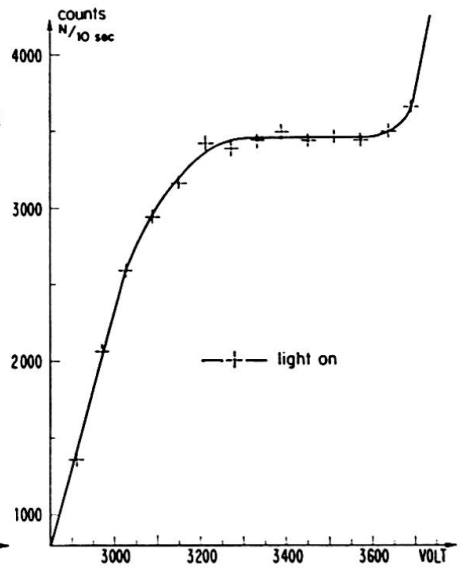

Fig. 3b. Shape of the plateau Fe-scratched.

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

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

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

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

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

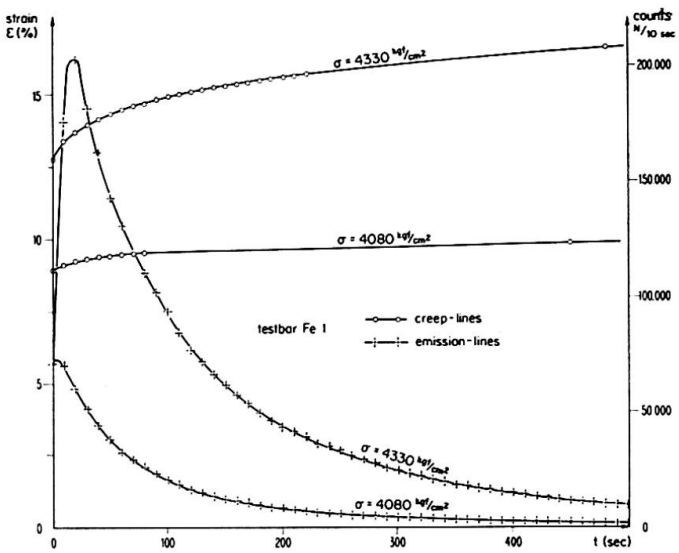

Fig. 4. Curves for creep and electron-emission simultaneously determined with Fe-testbar.

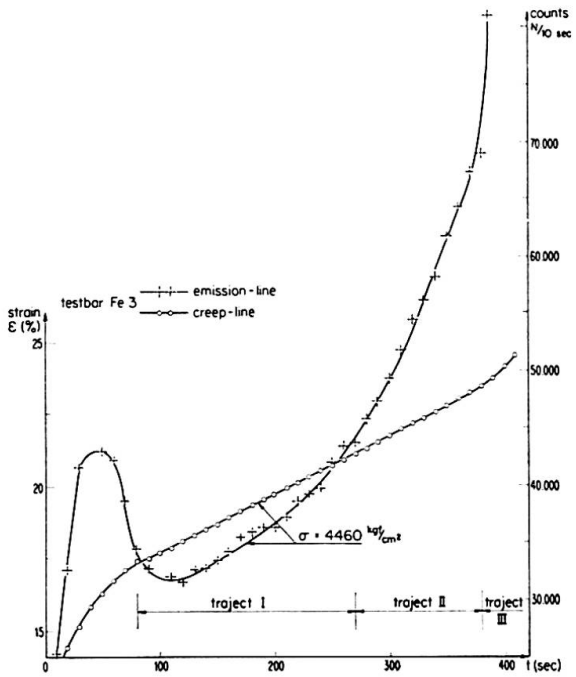

Fig. 5. Curve for creep and electron-emission simultaneously determined with Fe-testbar.

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

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

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

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

References

1. W. B. Lewis and W. E. Burchan: Camb. Proc. Phys. Soc., 32, p. 503 (1936).
2. J. Kramer: «Der metallische Zustand». (Göttingen: Vanderhoeck and Ruprecht, 1950.)
3. Diskussionstagung «Exo-elektronen». Acta Phys. Austr., 10, p. 313 (1957).
4. L. Grunberg: Brit. J. Appl. Phys., 9, p. 85 (1958).
5. L. Grunberg and K. H. R. Wright: Proc. Roy. Soc. A, 232, p. 403 (1955).
6. G. Bathow and H. Gobrecht: Z. Phys., 146, p. 1 (1956).
7. J. Lohff and H. Raether: Z. Phys. 142, p. 310 (1955).
8. M. Hempel, A. Kochendörfer and A. Tietze: Arch. Eisenhüttenw. E., 35, p. 465 (1964).
9. J. Kramer: Z. Phys., 133, p. 629 (1952).
10. H. Müller and F. Weinberger: Acta Phys. Austr., 10, p. 409 (1957).
11. I. Stepniowski and B. Sujak: Acta Phys. Polon., 23, p. 431 (1963).
12. E. Fünfer and H. Neuert: «Zählrohre und Szintillationszähler». (Karlsruhe: G. Braun, 1959.)

Summary

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

Résumé

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

Zusammenfassung

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

IIe 1

Supplement - Complément - Ergänzung

Extension des méthodes de calcul basées sur la plasticité à l'acier A 52[1])

Erweiterte Anwendung des Traglastverfahrens auf St 52

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

R. ANSLIJN	J. JANSS	E. MAS	CH. MASSONNET
Assistant à l'Université de Liège	Ingénieur au C.R.I.F.	Ingénieur au C.R.I.F.	Professeur à l'Université de Liège

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

IIIa. Vérification de la théorie du voilement élastoplastique des plaques

1. But des essais

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

2. Description des essais de compression sur cornières et caractéristiques

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

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

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

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

---

[1]) Voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht» — see "Preliminary Publication", IIe 2, p. 553.

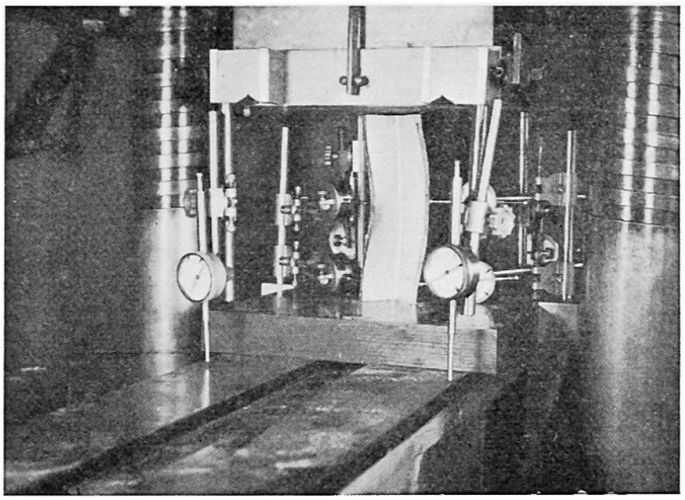

Fig. 1. Dispositif d'essai et appareils de mesure.

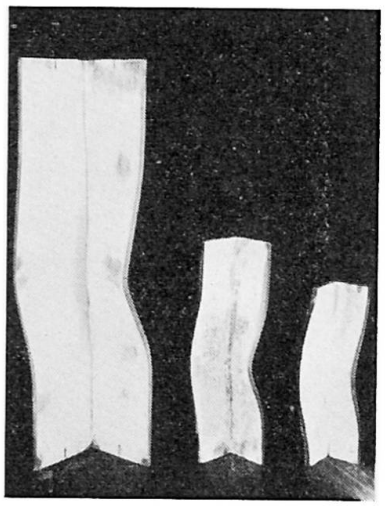

Fig. 2. Cornière en acier A 42 après essai. Ruine par torsion.

3. *Résultats des essais sur cornières*

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

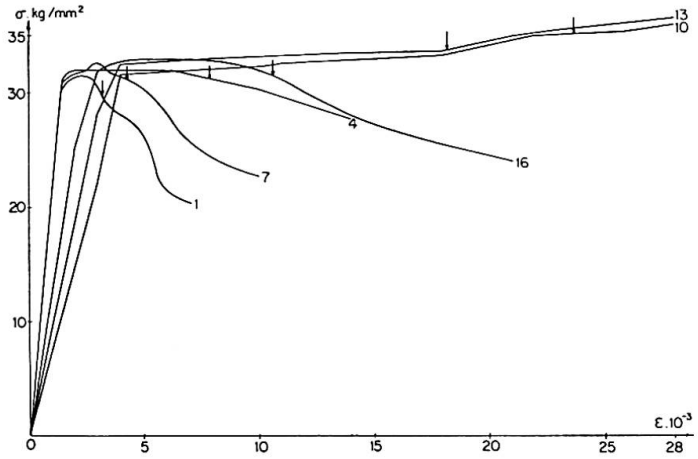

Fig. 3. Diagramme tensions-dilatations des essais de compression sur cornières en A 42.

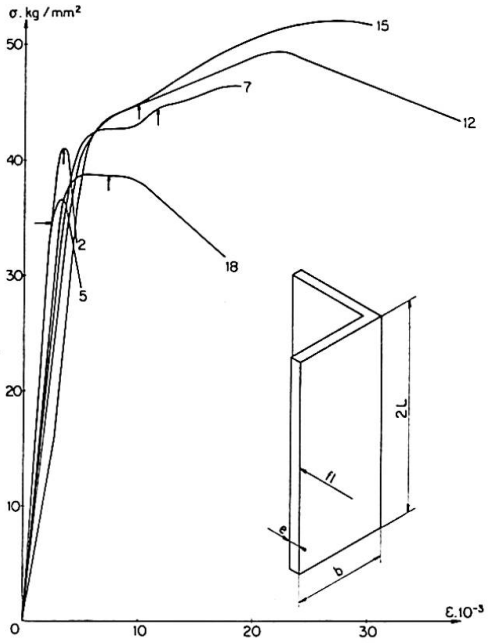

Fig. 4. Diagramme tensions-dilatations des essais de compression sur cornières en A 52.

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

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

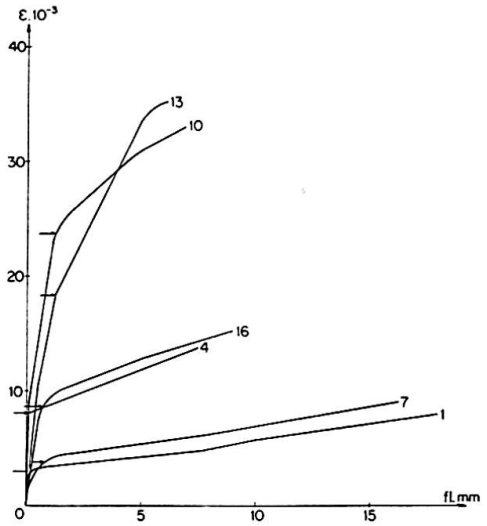

Fig. 5. Diagramme dilatations-flèches des essais de compression sur cornières en A 42.

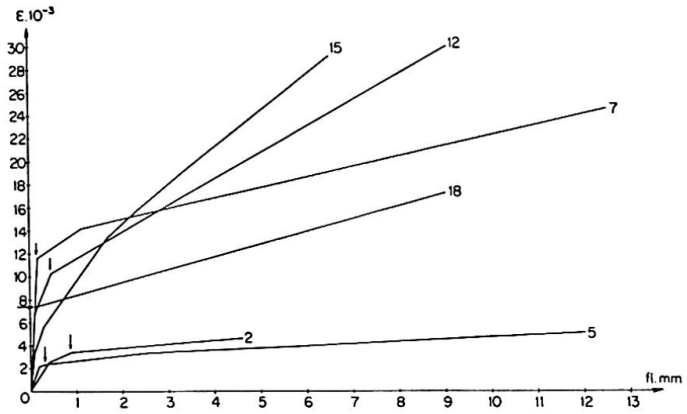

Fig. 6. Diagramme dilatations-flèches des essais de compression sur cornières en A 52.

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

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

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

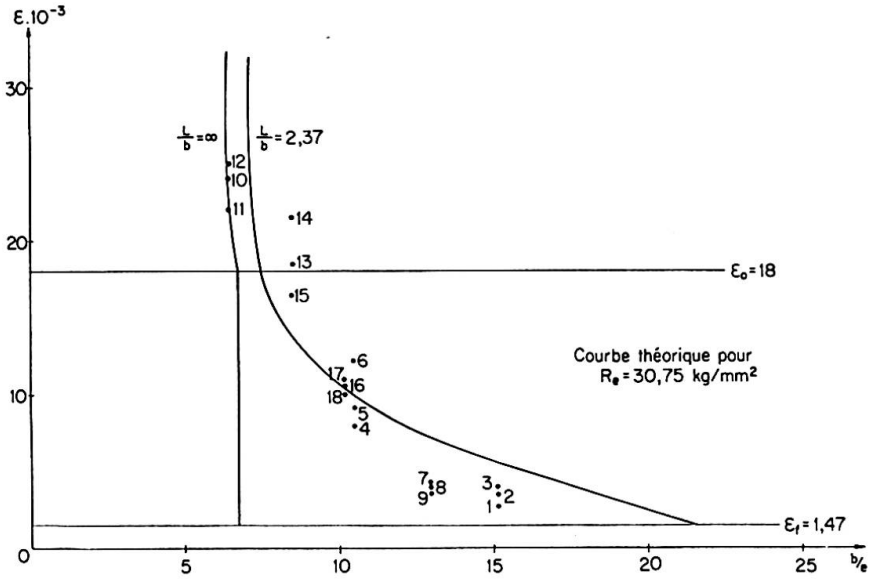

Fig. 7. Comparaison des résultats expérimentaux avec les courbes théoriques. Acier A 42.

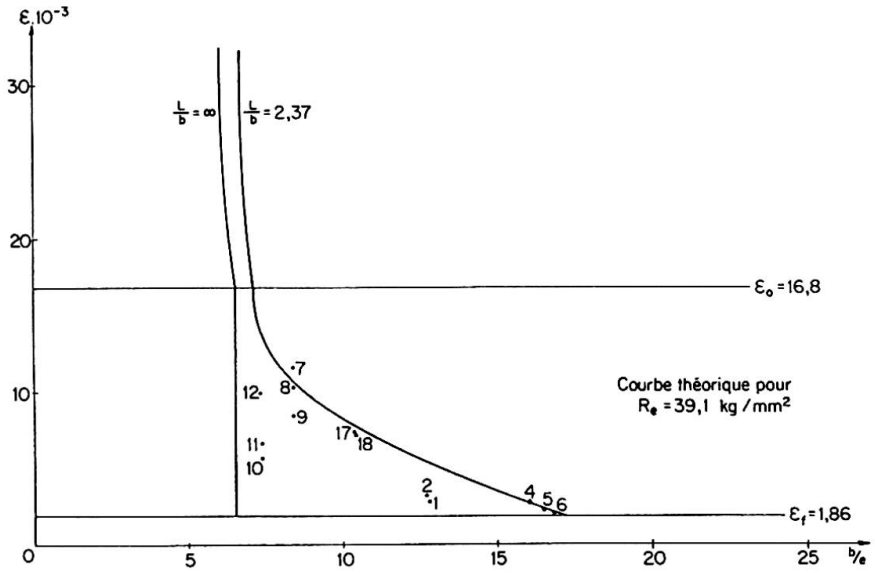

Fig. 8. Comparaison des résultats expérimentaux avec les courbes théoriques. Acier A 52.

4. Conclusions des essais sur cornières

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

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

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

IIIb. Essais en plasticité de quelques nœuds soudés

1. But des essais

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

2. Description des essais sur nœuds soudés et caractéristiques

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

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

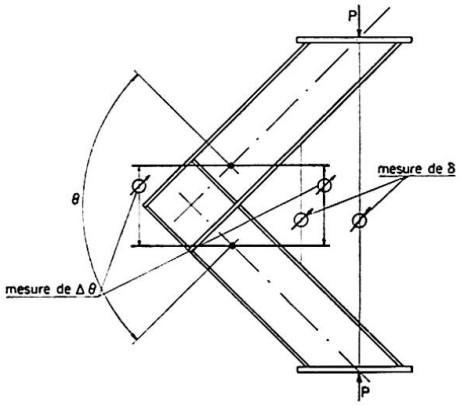

Fig. 9. Représentation schématique d'un essais de nœud.

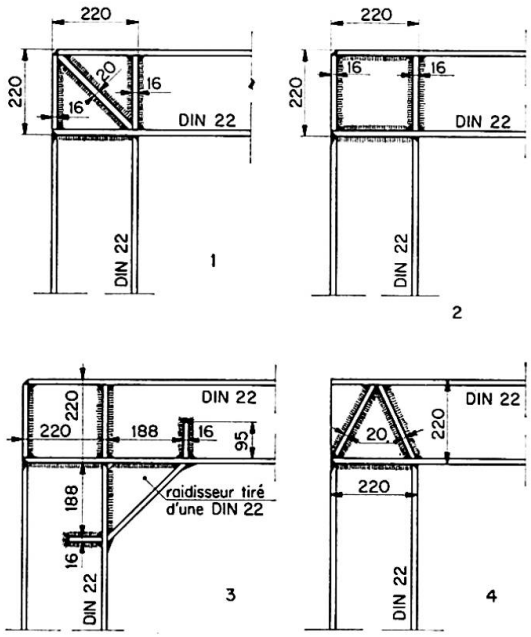

Fig. 10. Types et dimensions des nœuds essayés en A 52.

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

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

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

3. *Notations*

P charge appliquée au nœud.

M_r moment dans la poutre ou la colonne dans la section où l'on mesure la rotation.

M_h moment au centre du nœud.

θ rotation des branches du nœud.

δ flèche (fermeture) du nœud au droit de la ligne d'action de la charge.

4. *Résultats des essais sur nœuds soudés*

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

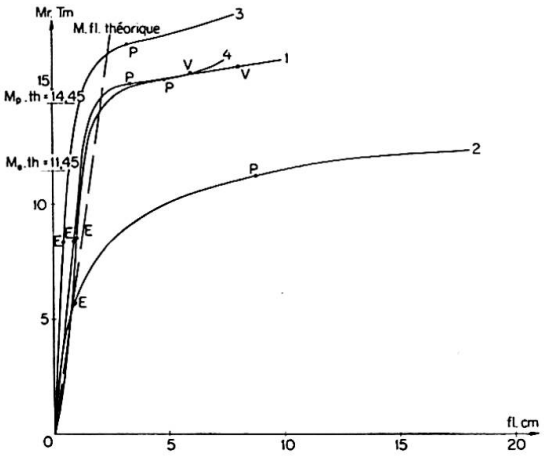

Fig. 11. Diagramme moments-flèches pour les nœuds en acier A 37.

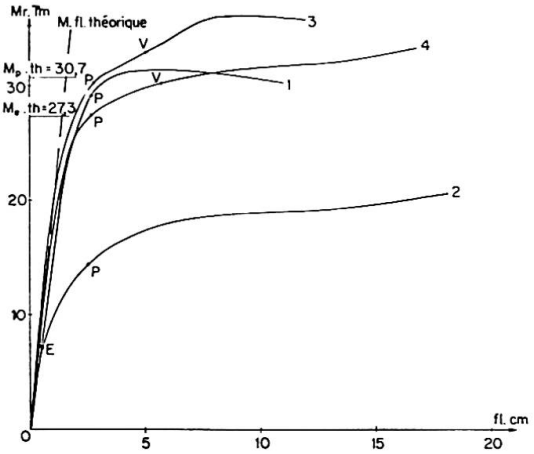

Fig. 12. Diagramme moments-flèches pour les nœuds en acier A 52.

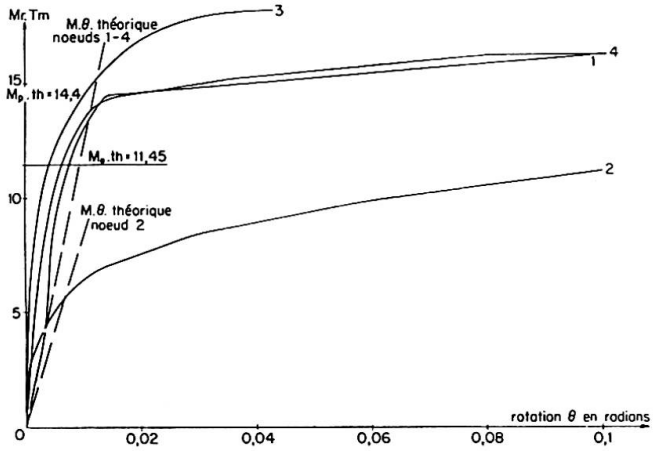

Fig. 13. Diagramme rotations-moments pour les nœuds en acier A 37.

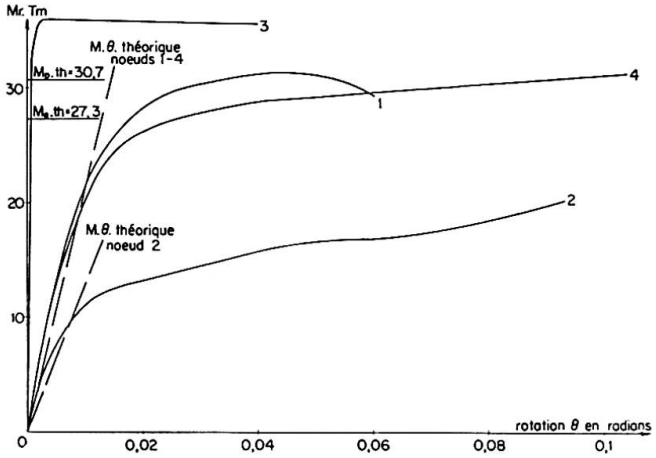

Fig. 14. Diagramme rotations-moments pour les nœuds en acier A 52.

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

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

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

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

— Dans la phase élastique, le comportement réel de tous les nœuds est bien représenté par les courbes théoriques établies par FISHER, DRISCOLL et SCHUTZ [5].

— Le moment plastique théorique a été atteint et même dépassé par les nœuds 1, 3 et 4. Dans le cas du nœud 2 non raidi, il n'a pu être atteint du fait de l'entrée en plasticité par cisaillement de l'âme au centre du nœud.

— Les nœuds 1 et 4 ont une grande capacité de rotation plastique. Leur conception est simple et leur réalisation aisée et économique.

— Le nœud 3 a une résistance supérieure aux autres types de nœuds mais une capacité de rotation nettement moindre que les nœuds 1 et 4.

— Le nœud 2 se déforme très tôt par cisaillement; sa capacité de rotation est très grande mais on ne peut atteindre le moment plastique dans la poutre ou la colonne.

— Le voilement des semelles comprimées se manifeste dans le domaine plastique pour des tensions égales à 26,1 kg/mm² pour l'acier A 37 et 40 kg/mm² pour l'acier A 52.

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

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

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

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

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

Bibliographie

1. G. HAAIJER: "Plate Buckling in the strain-hardening range." Journal of the Engineering Mechanics Division, Volume 83, April 1957, Paper 1212.
2. G. HAAIJER and B. THÜRLIMANN: "On Inelastic buckling in steel." Journal of the Engineering Mechanics Division, Volume 84, April 1958, Paper 1581.
3. Commentary on Plastic Design in Steel by a joint committee of the Welding Research Council and the American Society of Civil Engineers.
4. Commentary on Plastic Design in Steel. Additional Design considerations. Progress Report n⁰ 3 of the joint WRC. ASCE Committee on Plasticity Related to Design. Journal of the Engineering Mechanics Division. Volume 85 EM 84, October 1959, Paper 2230.
5. J. W. FISHER, G. C. DRISCOLL JR. and F. W. SCHUTZ Jr.: "Behavior of Welded Corner Connections." Welding Journal, May 1958.
6. A. A. TOPRACSOGLOU, L. S. BEEDLE and B. G. JOHNSTON: "Connections for Welded Continuous Portal Frames." Welding Journal, July 1951 and August 1951.
7. A. A. TOPRAC and L. S. BEEDLE: "Further studies of Welded Corner Connections." Welding Journal, July 1955.
8. A. A. TOPRAC: "An Investigation of Welded Rigid Connections for Portal Frames." Welding Journal, January 1954.
9. L. FINZI: «Criteri di calcolo ed esperienze sui nodi trave-colonna nelle Ossature d'acciaio.» Costruzioni Metalliche 6. Novembre-Décembre 1960.
10. R. ANSLIJN, E. MAS et CH. MASSONNET: «Extension des méthodes de calcul basées sur la plasticité à l'acier A 52.» VIIe Congrès de l'A.I.P.C., Rio de Janeiro, 1964, Publ. Préliminaire.
11. CH. MASSONNET, R. ANSLIJN et E. MAS: «Essais de flexion plastique sur des poutres continues en acier A 37 et A 52» (en anglais, allemand et français). Acier-Stahl-Steel, N⁰ 12, pp. 551—558, 1963.

Résumé

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

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

Zusammenfassung

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

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

Summary

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

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

Leere Seite
Blank page
Page vide

Construction métallique - Stahlbau - Metal Structures

III
Ponts métalliques de caractère exceptionnel
Sonderkonstruktionen im Stahlbrückenbau
Special Constructions for Steel Bridges

IIIa
Ponts courbes et ponts biais
Gekrümmte Brücken und schiefe Brücken
Curved-Bridges and Skew-Bridges

IIIb
Ouvrages pour routes surélevées
Hochstraßen
Elevated Roadways

IIIc
Ponts métalliques précontraints
Vorgespannte Stahlbrücken
Prestressed Steel Bridges

IIId
Platelages légers
Leichtfahrbahnen
Light Weight Decks

Generalbericht

H. BEER
o. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn., Technische Hochschule, Graz

Vorbemerkungen

Die vorbereitete Diskussion hat eine Reihe von wertvollen Beiträgen zum Thema III gebracht, die durch einige in der freien Diskussion gemachten Bemerkungen noch ergänzt und erweitert wurden. So wurden besonders die Themen Hochstraßen, vorgespannte Stahlbrücken und Leichtfahrbahnen sowohl von der Seite der Theorie und des Versuchswesens als auch von der Seite des Entwurfes und der Ausführung behandelt. Im Gegensatz zu zahlreichen Beiträgen im Vorbericht ist jedoch zur vorbereiteten Diskussion kein

Beitrag über gekrümmte und schiefe Brücken angemeldet worden. Der Berichterstatter hat daher in seinem am Kongreß vorgetragenen Generalbericht versucht, einige Gesichtspunkte für den Entwurf und die Berechnung dieser für die Praxis so wichtigen Brückensysteme aufzuzeigen und durch Diagramme zu ergänzen. Nachstehend sollen nun die eingereichten Beiträge kurz besprochen und die Schlußfolgerungen gezogen werden.

IIIa. Gekrümmte und schiefe Brücken

Schiefe und gekrümmte Brücken werden heutzutage vorwiegend als Rostträger oder Kastenträger ausgebildet, wobei namentlich bei breiten Brücken auch eine Verbindung beider Systeme zweckmäßig sein kann. Die Berechnung von schiefen Rostträgern mit mitwirkender Fahrbahnplatte aus Stahlbeton oder aus orthogonal ausgesteiftem Stahlblech hat als Faltwerk zu erfolgen, wobei die Schubsteifigkeit der Obergurtscheibe die Lastaufteilung auf die Hauptträgerstege wesentlich beeinflußt. Wie Untersuchungen gezeigt haben, ist namentlich bei schiefen und breiten Brücken die korrekte Lagerung unerläßlich, da sonst große Zwängungskräfte auftreten können. Solche Zwängungskräfte entstehen schon bei Brücken mit nur zwei Hauptträgern und der Fahrbahnplatte als Obergurtscheibe bei einseitiger Belastung im Brückenquerschnitt, wenn an einem Brückenende zwei feste Lager angeordnet sind.

Die Berechnung von Kastenträgern mit schiefen Endabschlüssen als biege- und torsionssteife Stäbe auf der Basis der Saint-Venantschen Schubflußverteilung reicht in der Regel nicht aus, um ein richtiges Bild des Spannungszustandes im Träger zu erhalten. Von wesentlichem Einfluß kann die Einleitung konzentrierter Belastungen oder von Stützdrücken in breite Gurtscheiben sein, die Spannungsspitzen an den Stegrändern hervorruft. Aber auch die Wölbspannungen können namentlich an den Stützen von Durchlaufträgern infolge der Wölbbehinderung an den Krafteinleitungszonen nicht mehr vernachlässigbare Werte annehmen. Die Einspannwirkung der schiefen Brückenenden, die sich aus der Berechnung des biege- und torsionssteifen Trägers ergibt, erfährt eine wesentliche Verminderung durch die Berücksichtigung der Nachgiebigkeit der Endquerverbände. Diese Nachgiebigkeit wirkt sich auch auf die Querverbände an den Krafteinleitungsstellen aus, so daß die Torsionsmomente verringert, dafür aber die Biegemomente im Kastenträger erhöht werden. Die Abstände und die Elastizität der Querverbände muß daher sorgfältig in den Auswirkungen auf den Spannungszustand untersucht werden. Schließlich hat bei gekrümmten und schiefen Brücken für die Ermittlung der Biege- und Torsionsanteile im Kastenträger auch die Schubsteifigkeit der Kastenwände namentlich dann einen nicht mehr vernachlässigbaren Einfluß, wenn z. B. anstelle von Blechscheiben Fachwerkverbände angeordnet sind. Die Einspannwirkung solcher Brücken mit unterem Verband nimmt daher

beträchtlich ab. Ein besonderes Augenmerk ist dem Spannungszustand in den schrägen Endabschlüssen von Hohlkasten zuzuwenden, die als Keilzellen nach der Faltwerkstheorie zu untersuchen sind.

Die relativ komplexen Spannungsverhältnisse, die in den schiefen und gekrümmten, ein- oder mehrzelligen Kastenträgerbrücken herrschen, lassen weitere Messungen an ausgeführten Bauwerken wünschenswert erscheinen. Besonderes Augenmerk soll hierbei auf der Erfassung der Krafteinleitungsstellen und der Endabschlüsse gelegt werden. Hierbei ist es unerläßlich, die Dehnungsmessungen an beiden Seiten der Gurte und Stege durchzuführen, um die örtlichen Biegespannungen von den Spannungen aus den Längs- und Schubkräften trennen zu können. Sonst erhält man ein verfälschtes Bild der Spannungsverteilung. Solche Messungen sollen mit einer möglichst wirklichkeitstreuen Berechnung nach der Scheiben- und Faltwerkstheorie verglichen werden.

IIIb. Hochstraßen

Der Diskussionsbeitrag von G. Winter läßt den Unterschied zwischen der Bauweise von Hochstraßen in den USA und Europa deutlich in Erscheinung treten. Die sieben- bis zehnspurigen Hochstraßen werden in Verbundbauweise ausgeführt, wobei die Hauptträger für kleinere Stützweiten als Walzträger, also mit symmetrischem Querschnitt ausgebildet werden. Hier herrscht die Tendenz vor, die Entwurfs- und Bearbeitungskosten möglichst klein zu halten, was natürlich zu Lasten des Stahlgewichtes geht. Erst für große Stützweiten kommen geschweißte Hauptträger und seltener Kastenträger in Frage. Bei in der Kurve liegenden Hochstraßen werden die Hauptträger polygonal geknickt. Die Torsion spielt bei diesen Verhältnissen eine untergeordnete Rolle, kann aber bei den schmäleren und stärker gekrümmten Zufahrtsrampen von Bedeutung sein. Im Gegensatz hierzu ist man z. B. in Europa bestrebt, für Hochstraßen die Kastenträgerbrücke anzuwenden, um deren Torsionssteifigkeit zur Entlastung der Biegemomente ausnützen zu können. Wie K. Sattler im Vorbericht ausgeführt hat, ist die Entwicklung der Klebetechnik soweit fortgeschritten, daß man vorfabrizierte Betonplatten auf den Stahlobergurt kleben kann, wobei zur Sicherheit noch in Aussparungen der Platte eingreifende Kopfbolzendübel, die mit Klebemörtel vergossen sind, angeordnet werden. Als Klebemörtel hat sich der Sinmastkleber besonders bewährt. Die Laborversuche zeigten so günstige Ergebnisse, daß man nunmehr schon an Ausführungen geschritten ist. Für den Hochstraßenbau in bebautem Gebiet kommt dieser Bauweise wegen der raschen Montage große Bedeutung zu.

Ein am Kongreß diskutiertes Problem war der Verbund des Stahlträgers mit der Fahrbahnplatte im negativen Momentenbereich von Durchlaufträgern. Während man in den USA keine Schubdübel anordnet und als Grund hierfür die Kerbwirkung und ihren ungünstigen Einfluß auf die Ermüdungsfestigkeit ins

Treffen führt, ist O. A. KERENSKY der Ansicht, daß man die Platte mit dem Stahlgurt verbinden und eine entsprechende Armierung anordnen solle. Bei einigen vom Berichterstatter geplanten Verbundbrücken wurden durch die Reihenfolge der Betonierung und durch Stützenhebungen die von der Platte aufzunehmenden Zugkräfte soweit reduziert, daß nur bei ungünstigster Verkehrslast die zulässigen Zugspannungen im Beton überschritten werden und für diesen Fall eine risseverteilende Armierung angeordnet. Der Stahlträgergurt wird soweit verstärkt, daß er die Biegemomente allein aufnimmt. Es haben sich bisher keine nachteiligen Auswirkungen ergeben. Man vermeidet dadurch die Fahrbahnunterbrechungen und die gleitende Lagerung der Platte auf dem Obergurt und erhöht gleichzeitig die Tragsicherheit, wie dies auch die Versuche von J. TACHIBANA, K. KONDO und K. ITO gezeigt haben.

IIIc. Vorgespannte Stahlbrücken

Der Bericht von F. H. NEEDHAM über Versuche mit vorgespannten Fachwerk- und Vollwandträgern bringt sehr interessante Aufschlüsse über das Last-Verformungsdiagramm, wobei bei 1,5-facher Gebrauchslast noch 80% der Verformungen nach der Entlastung rückgängig gemacht werden können. Die Steigerung der Kraft im Vorspannglied bei Belastung der vorgespannten Konstruktion hängt natürlich von den Querschnittsverhältnissen und der konstruktiven Anordnung ab, kann aber beträchtliche Werte erreichen, worauf bei der Bemessung der Vorspannkraft Rücksicht zu nehmen ist. Der Idealfall der Vorspannung wäre dann erreicht, wenn für die maximal zulässige Belastung (Gebrauchslast) Vorspannstahl und Baustahl gleichzeitig ausgenützt werden und außerdem die Traglast in beiden Konstruktionsteilen gleichzeitig erreicht wird. Dies wird meist nicht möglich sein, so daß man diese Übereinstimmung entweder unter Gebrauchslast oder unter der Traglast erzwingen kann. Hier taucht die Frage auf, ob man die für die Gebrauchslast zulässigen Spannungen des Baustahls überschreiten darf, um die Traglastreserve besser ausnützen zu können. Im allgemeinen wird diese Frage nur im Zusammenhang mit den Formänderungen und der Ermüdungsfestigkeit zu beantworten sein. Besonderes Augenmerk verdient — wie auch von SHU-TIEN-LI im Vorbericht ausgeführt wurde — die Tatsache, daß die gleiche Bauwerkssicherheit von vorgespannten und nicht vorgespannten Konstruktionen nicht dadurch gegeben ist, daß man Baustahl und Spannstahl auf ihre zulässigen Beanspruchungen ausnützt. Zu beachten ist nicht nur die Veränderung der Spannstahlkraft während der Belastung und bis zum Bruch, sondern auch die Größe des Spannungsintervalles, das der Baustahl zu durchlaufen hat, bis die Grenztraglast erreicht ist. Schließlich müssen hierbei auch die Vorspannverluste an den Verankerungsstellen und infolge bleibender Verformungen der Konstruktion bei erstmaliger Belastung in Rechnung gestellt werden. In diesem Zusam-

menhang verdienen die Angaben von S. A. ILJASEWITSCH und F. H. NEEDHAM über die Vorspannverluste Beachtung. Bei Eisenbahnbrücken wird man besonderes Augenmerk auf die Vermeidung von Kerben an den Verankerungsstellen richten, damit die Ermüdungsfestigkeit nicht zu sehr absinkt. Die Krafteinleitung an der Verankerungsstelle des Vorspannstahles in die Konstruktion ist eingehend zu verfolgen, wobei gegebenenfalls die Scheibentheorie anzuwenden ist.

P. K. MUKHERJEE behandelt ein spezielles Problem der Vorspannung von Fachwerkbrücken zur Verminderung der Querschnittsabmessungen und zur Reduktion der Nebenspannungen. Neben der Vorspannung durch Spannglieder kommt hierfür auch die Vorspannung durch Montagemaßnahmen in Frage, indem man die Längen und Anschlüsse der Fachwerkstäbe auf den verformten Zustand abstimmt und den Einbau unter Zwang durchführt. Man erzeugt so in den Fachwerken Biegemomente, die den unter Last auftretenden Werten entgegenwirken und kann so 30—40% der Nebenspannungen beseitigen.

Vorgespannte Hängesysteme kommen sowohl im Brückenbau als auch beim Bau weitgespannter Hallen zur Anwendung. Beispiele hierfür hat vor allem S. A. ILJASEWITSCH gebracht, und der Berichter hat gezeigt, daß man die Versteifungsträger sehr weitgespannter Hängebrücken für leichte Lasten durch Spannseile ersetzen kann, die mit den Tragseilen in Brückenmitte fest verbunden sind.

III d. Leichtfahrbahnen

Die Gesichtspunkte für den Entwurf und die Konstruktion von Brücken mit Leichtfahrbahnen (orthotrope Platte) hat H. GRASSL klar herausgestellt. Besonders wertvoll sind hierbei die zahlreichen Vergleichsuntersuchungen, die sowohl den Abstand als auch die Form der Längs- und Querträger umfassen. Als wichtiges Ergebnis wäre hervorzuheben, daß auf die Querträger aufgesetzte Hohlrippen von Dreieckquerschnitt wegen der einfacheren Werkstattarbeit und Montage am wirtschaftlichsten sind, obwohl sie im Gewicht höher liegen als die Ausführungen mit hochgezogenem Querträgersteg und durchgebundenen Längsträgern. Die Querträgerabstände hängen von der Querschnittsform der Längsträger ab und liegen bei neueren Ausführungen mit Hohlrippen etwa bei 3,6 m, während der Längsträgerabstand mit Rücksicht auf die Verformung des Fahrbahnbleches mit etwa 300 mm angenommen wird. Die günstige Membranwirkung kann daher hier nicht voll ausgenützt werden. In Deutschland wurde die Frage der Ermüdungsfestigkeit von orthotropen Stahlblechfahrbahnen eingehend untersucht mit dem Ergebnis, daß bei richtiger Konstruktion keine Ermüdungsbrüche zu befürchten sind. Besonderes Augenmerk verlangt die Anordnung der Stoßverbindungen für die Längs- und Querträger und das Blech. Auch hierfür bringt H. GRASSL zahl-

reiche Vorschläge, wovon vor allem die Schweißung des Bleches und die HV-Verschraubung des Steges und der Untergurtlamellen Beachtung verdient. Die Durchdringung der Längsträger mit den Querträgern beeinflußt erheblich die Herstellungskosten der orthotropen Platte. Man kann entweder den Querträgersteg ausschneiden und den Längsträgersteg durchführen oder den Längsträger durch eine K-Naht an den Querträgersteg anschließen. Auch bei letzterer Ausführung haben sich keine Ermüdungsbrüche gezeigt, doch reichen die Erfahrungen noch nicht aus, um ein endgültiges Urteil über die Ermüdungsfestigkeit der orthotropen Platte zu fällen.

Schließlich verdient noch die von H. GRASSL aufgezeigte Möglichkeit der Anordnung einer Platte mit querlaufenden Hohlsteifen unter Fortfall der Querträger Erwähnung, wobei als Montageeinheit nur ca. 3 m breite Plattenstreifen, die über die ganze Querschnittsbreite durchgehen, verwendet werden. Der Vorteil dieser Anordnung besteht darin, daß man nur die Bleche auf der Baustelle zu stoßen braucht, was durch Schweißung von oben gegen eine Lasche oder eine mit Schweißpulver gefüllte Kupferhohlschiene erfolgt.

Die Berechnung der orthotropen Platte erfolgt elektronisch, wie P. KLEMENT ausführt, wobei die vollständige Programmierung für verschiedene gebräuchliche Tragwerkstypen zweckmäßig ist, so daß nur Systemabmessungen, Belastung und geschätzte Querschnittswerte eingegeben werden. P. KLEMENT bezeichnet es als nicht zweckmäßig, Einflußflächen zu berechnen, sondern hält es für richtig, die vollständige Berechnung einschließlich Spannungsnachweis für verschiedene Steifigkeitsannahmen zu programmieren, damit die Möglichkeit einer Interpolation besteht.

Bereits im Vorbericht hat J. G. JAMES und D. S. WILSON über Versuche mit Fahrbahnbelägen aus Bitumen und Epoxyharzen berichtet und besonders auf die Vorteile einer Aufbringung des Belages in der Werkstatt hingewiesen. Im Zusammenhang mit der von H. GRASSL vorgeschlagenen querorientierten Platte dürfte diese Methode mehr an Bedeutung gewinnen. Im Diskussionsbeitrag von H. GRASSL wird auf die geringe Standfestigkeit des Asphaltbelages bei höheren Temperaturen und die nicht ausreichende Haftung zwischen Blech und Isolierung hingewiesen. Es wird die Aufschweißung von Flachstahlrippen zur Verhinderung des Wanderns des Asphaltbelages empfohlen, die sich — wie auch aus anderen Ausführungsbeispielen hervorgeht — bestens bewährt hat. Die bisher gemachten Erfahrungen und an der Technischen Hochschule Stuttgart durchgeführte Versuche lassen Ermüdungsbrüche nicht befürchten. Besondere Beachtung verdienen auch die von H. GRASSL gezeigten Versuche mit Vabitbelag, einen Asphaltbeton mit Füller aus Feinstteilen, Bitumen und Fluxmittel bei sehr festem Korngerüst. Der Verbund mit dem Stahlblech wird durch einen Epoxyharzüberzug hergestellt. Es wurde festgestellt, daß der Belag namentlich bei Kurzzeitbelastung mit dem Blech im Verbund zusammenwirkt und daher beachtliche Schubkräfte zwischen Stahlblech und Belag übertragen werden müssen. Sehr dünne Fahrbahnbeläge wie Semtex

oder aufgespritzte Kunstharzbeläge mit Korundeinstreuung kommen nur in Ausnahmefällen (bewegliche Brücken) in Frage, da sie große Anforderungen an die Ebenheit der Bleche stellen.

W. KLINGENBERG und F. REINITZHUBER bringen eine interessante Neuentwicklung stählerner Leichtfahrbahnen mit extrem dünnen Fahrbahnbelägen und Blechstärken, die sich vor allem für eine rasche Verlegung am Boden bei Reparaturen von Autobahnen eignen.

Schlußfolgerungen und Empfehlungen

Schiefe und gekrümmte Brücken werden heutzutage vorwiegend als Rostträger oder Kastenträger ausgebildet, wobei letztere infolge ihrer großen Torsionssteifigkeit hierfür besonders geeignet sind. Die Berechnung solcher Systeme als biege- und torsionssteife Träger reicht in der Regel nicht aus, um den Spannungszustand im System richtig wiederzugeben, sondern man muß die Faltwerkstheorie anwenden und der Krafteinleitung in breite Scheiben besonderes Augenmerk zuwenden. Die Lagerung schiefer und gekrümmter Brücken muß so erfolgen, daß Zwängungskräfte, die große horizontale Auflagerreaktionen verursachen können, vermieden werden. Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen an ausgeführten Bauwerken sollten systematisch durchgeführt werden.

Für Hochstraßen empfiehlt sich bei größeren Stützweiten die Anordnung von Kastenträgern auf Einzelstützen mit durch Klebung und zusätzliche Verdübelung in Verbund wirkenden vorfabrizierten Fahrbahnplatten aus Stahlbeton. Bei durchlaufenden Verbundbrücken soll zur Vermeidung von Fugen und zur Erhöhung der Tragsicherheit die Platte auch in den negativen Momentenbereichen mit den Hauptträgern verbunden sein, wobei der Stahlträger so zu bemessen ist, daß er die negativen Momente aufnimmt. Für große Spannweiten kommen auch Kastenträgerbrücken mit stählernen Leichtfahrbahnen in Frage. Eine möglichst kurze Montagezeit mit Einzelelementen großer Abmessungen ist anzustreben.

Die Vorspannung von Stahlkonstruktionen ist solange wirtschaftlich als ein höchstfester gut schweißbarer Stahl nicht entsprechend billig zur Verfügung steht. Sie ist notwendig, um die Spannungen unter Gebrauchslast zu begrenzen und um dem höchstfesten Stahl die gewünschte Lastaufnahme zu ermöglichen. Die Berechnung hat sowohl den Spannungszustand unter Gebrauchslast als auch die Traglast zu umfassen. Der Frage der kohärenten Bauwerkssicherheit in vorgespannten Systemen ist größtes Augenmerk zu widmen, wobei Vorspannstahl und Baustahl möglichst gleichzeitig die Traglast erreichen sollen. Weiters können Fragen der Ermüdungsfestigkeit und der Veränderung der Vorspannkraft während des Betriebes von Bedeutung sein. Vorgespannte Seiltragwerke stellen außerordentliche wirtschaftliche

Lösungen bei Beherrschung großer freier Spannweiten dar. Bei durchlaufenden Verbundtragwerken ist die Vorspannung vor dem Verbund vorzuziehen, wodurch die Spannungsverhältnisse im Stahlträger verbessert werden.

Die elektronische Berechnung von Brücken mit orthotroper Stahlblechfahrbahn soll das vollständige Programm einschließlich des Spannungsnachweises umfassen und für verschiedene Steifigkeitsannahmen durchgeführt werden. Besonders wirtschaftlich sind auf Querträger aufgesetzte Stahlbleche mit Längssteifen aus Kastenprofilen und Bleche mit querorientierten Hohlsteifen. Die hohe Tragfestigkeit der orthotropen Platte durch Ausbildung einer Membranwirkung kann nicht voll ausgenützt werden, da mit Rücksicht auf ein einwandfreies Befahren und im Hinblick auf die Beanspruchung des Belages die Formänderungen begrenzt werden müssen. Außerdem ist die Ermüdungsfestigkeit zu beachten. Versuche mit neuen Fahrbahnbelägen auf der Asphalt-, der Epoxyharz- und der Semtexbasis haben gute Ergebnisse gezeitigt, jedoch steigen mit abnehmender Belagdicke die Anforderungen an die Ebenheit und Steifigkeit der Bleche.

General Report

Introduction

The prepared discussion brought a valuable series of contributions on Theme III which were further supplemented and extended by some of the comments made during the free discussion. Elevated roadways, prestressed steel bridges and light-weight decks were the subjects mainly treated, from the theoretical and experimental aspects as well as from the point of view of design and construction. Contrary to what occurred with the Preliminary Publication for which a large number of contributions were received, none were notified for the prepared discussion in regard to curved bridges and skew bridges. In the general report that he presented to the Congress, the reporter therefore endeavoured to draw attention to certain aspects regarding the design and calculation of these particular types of bridges, which are so important in practice, and to supplement them with diagrams. The papers presented to the Congress will now be briefly discussed and the principal conclusions will be drawn.

III a. Curved Bridges and Skew Bridges

Skew bridges and curved bridges are mainly designed nowadays in the form of grid-structures or box-girders, but a combination of both systems may

also be used, particularly in the case of bridges of considerable width. Grid-structures of skew bridges, with a deck slab acting as the top chord of the main-structure and consisting of reinforced concrete or steel sheet stiffened orthogonally, should be calculated according to the theory of prismatic shells, the rigidity towards shear of the slab or of the steel sheet forming the top chord, constituting an essential factor in the distribution of the stresses on the webs of the main girders. As researches have shown, it is indispensable to have a system of supports which permit horizontal elastic displacements, particularly in the case of skew bridges and wide bridges, because otherwise marked parasitic stresses appear. Even in bridges which only comprise two main girders and the deck slab as the top chord, these stresses can arise considerably owing to unilateral loading, if two fixed bearings are arranged at one end of the bridge.

In order to obtain a correct picture of the state of stresses in skewed box-girders, it is generally not sufficient to regard them as rigid beams resistant to bending and torsion, by assuming the Saint-Venant distribution of shear flux. Owing to the resulting elevated stresses in the chord slab at the edges of the web, the introduction of concentrated loads, or of reactions at the supports, in the wide sheets is capable of exerting a decisive influence. Furthermore, as there exists a considerable warping restraint in the zones of introduction of the forces, the warping stresses can assume values that are no longer negligible, particularly at the supports of continuous beams. The effect of the end restraint of the skewed ends of the bridge, such as results from the calculation of the rigid beam resistant to bending and torsion, undergoes a definite reduction, if the deformation of the terminal transverse bracings is taken into account. This elastic deformation is also exerted by the transverse bracings situated in the zones of introduction of the forces, so that the torsional moments are diminished when the bending moments are increased in the box-girder. Consequently the distance apart and the elasticity of the transverse bracings must be carefully investigated as far as the resulting effects on the state of stresses are concerned. Finally, and more especially when, for example, a wind-bracing replaces the chord sheet, the reduced shear-rigidity of this latticed wall of the box-girder assumes an importance which cannot be neglected. It follows that in curved and skew bridges of the box-girder type, there is an increase in the bending moments and a reduction in the torsional moments. The effect of fixed-end restraint consequently decreases considerably in these bridges with a bottom wind-bracing. Special attention should be devoted to the skewed ends of the box-girders which must be studied as forming wedge cells, in accordance with the theory of prismatic shells with a polygonal axis.

Owing to the relative complexity of the stress conditions which prevail in skew and curved bridges with mono-multicellular box-girders, it appears advisable that strain gages measurements should be continue to be made on

structures in service. In this connection, particular importance should be attached to the zones of introduction of the forces and to the skewed ends. For this purpose, it is necessary to measure the strains on both sides of the flanges and the webs in order to be able to separate the local bending stresses from the stresses due to the tangential forces and the normal forces, since otherwise a false picture of the stress-distribution is obtained. These measurements should be compared with a calculation, as close as possible to the actual conditions, carried out in accordance with the theory of thin slabs and prismatic shells.

IIIb. Elevated Roadways

The contribution to the discussion presented by G. WINTER brings clearly into view the differences between the methods of construction employed in the United States and in Europe for elevated road ways. Elevated roadways with six or seven traffic lanes are composite beam-constructions in which the main girders are rolled steel girders for small spans, and hence have a symmetrical section. The prevailing tendency is to reduce the design and construction costs as much as possible, at the expense, of course, of the weight of steel. It is only for wide spans that the question of welded main girders, and less often of box-girders, arises. In those parts of structures situated on a flat curve, the main girders follow a polygonal contour. Under these conditions, torsion is only a secondary factor, but it can assume a certain importance in narrow approach ramps of marked curvature. In Europe, for example, the tendency is, on the contrary, to design elevated roadways in the form of box-girders, so as to be able to take advantage of their rigidity towards torsion in order to reduce the bending moments. As K. SATTLER pointed out in the Preliminary Publication, the technique of bonding has made such progress that it is possible to bond slabs of prefabricated concrete on to the metallic upper flange, while, in addition, for the sake of safety, providing studs which penetrate into holes of the slab and which are sealed with bonding mortar. As mortar, Sinmast cement has given particularly satisfactory results. The laboratory tests were so favourable, that actual constructions have already been carried out. On account of the rapidity of assembling, this mode of procedure assumes great importance for the construction of elevated roadways in built-up areas.

One of the problems discussed at the Congress was that of the connection of steel girders to the deck slab in the zone of negative moments of continuous beams. Whereas in the United States no shear-connectors are provided, on account of the notch effect and of its unfavourable influence on the fatigue strength, O. A. KERENSKY is of the opinion that it is advisable to fasten the slab to the steel flange and to provide suitable reinforcements. In some of the composite bridges designed by the reporter, it was found possible, by a care-

fully designed sequence in the concreting operations and by variations in the levels of supports, to reduce the tensile stresses which have to be absorbed by the slab; the permissible tensile stresses are thus only exceeded in the most unfavourable cases of overload and to cope with this eventuality, reinforcements are arranged to ensure the distribution of the cracks. The flange is reinforced to such an extent that the steel girder alone absorbs the bending moments. Up to the present, no unfavourable effect has been observed. By this means, extension-joints in the carriageway and the devices to permit sliding of the slab over the upper flange are avoided, while increasing the carrying capacity, as the tests by J. TACHINABA, K. KONDO and K. ITO have shown.

IIIc. Prestressed Steel Bridges

The report by F. H. NEEDHAM regarding tests on prestressed web-girders and lattice girders, provides most interesting information on the load-deformation diagram. For an overload equal to 1.5 times the service load, 80% of the deformations are reduced to zero after the load is removed. The increase of the forces in the prestress element, during the application of the loads, obviously depends upon the ratios of the cross-sections and the constructional arrangements; it may reach high values which must be taken into account in determining the prestressing force. The ideal case of prestressing would be obtained if the prestressing steel and the ordinary steel were simultaneously utilised to the maximum extent to support the permissible load (service load) and if, in addition, the ultimate loads were attained simultaneously in both structural members. This is not possible, as a general rule, and a choice has to be made between the service load and the ultimate load in order to establish a convenient approach to this coincidence. It may be questioned whether, in order to take fuller advantage of the reserve constituted by the ultimate load, the permissible stresses for ordinary steel may be exceeded for the service load. In order to answer this question, the deformations and the fatigue strength must be taken into consideration. One point deserving particular attention — as was pointed out by SHU-TIEN-LI in the Preliminary Publication — is the fact that by using ordinary steels and prestress steels at their permissible stresses, the same safety factor is not thereby obtained in prestressed and non-prestressed structures. It is necessary to consider, not only the variation of the forces in the prestressing steel during the application of the loads, to destruction, but also the corresponding variation of the stresses (stress-interval) in ordinary steel. Lastly, it is also necessary to take into account the losses of prestressing in the anchoring zones and those due to permanent deformations during the initial application of the load. In this connection, the indications given by S. A. ILJASEWITCH and F. H. NEEDHAM on the losses of prestress, are deserving of attention. In railway bridges, particular care

should be taken to avoid notches, especially in the anchoring zones, in order not to reduce the fatigue strength unduly. The introduction of the forces at the anchoring point of the prestress steel to the structure must be followed in detail by making use, if necessary, of the theory of plane elasticity.

P. K. MUKHERJEE deals with a special problem of prestressing in lattice girder bridges for the purpose of diminishing the dimension of the cross-sections of the bars and reducing the secondary bending stresses. In addition to the prestressing by means of members of very high tensile steel, there is also the question of the prestressing, achieved during assembling, which consists of determining, for the fabrication in the workshop, the length and the connections of the lattice bars in relation to the deformed state and of carrying out the assembly under stress. Bending moments are thereby produced in the lattice bars which oppose those occurring under load, and this entails a reduction of the secondary bending stresses of 30 to 40%.

Prestressed suspended systems may find application both in bridge building and in the construction of wide-span halls. S. A. ILJASEWITSCH has given some examples of such applications and the reporter has shown that in the case of suspension bridges of very wide span, designed for light loads, the stiffening girder can be replaced by prestressed wire-ropes connected with the suspension cables in the centre of the bridge.

IIId. Light Weight Decks

The various points of view regarding the design and construction of bridges comprising light weight decks (orthotropic plates) were clearly set out by H. GRASSL. Particular interest attaches to the large number of comparative studies dealing with the distance apart and the shape of the stringers and the cross-girders. Among the important results, attention should be drawn to the fact that, on account of the simplicity of the fabrication in the workshop and of the assembling, it is found that box-shaped stringers of triangular section, passing above the cross-girders, are the most economical, although the weight is greater than for constructions comprising cross-girders, in which the web is welded to the deck sheet, and stringers passing through that web. The distance apart of the cross-girders depends on the shape of the stringers and amounts to about 3.6 m in the box-type. Owing to the limited deformation of the deck plate, the distance apart of the longitudinal ribs only amounts to about 300 mm, which does not enable the favourable membrane effect to be fully utilised. In Germany, a detailed study has been made of the problem of the fatigue strength of orthotropic sheet-steel decks, and the conclusion was reached that no fatigue failures need be apprehended provided the construction was correctly designed and fabricated. The arrangement of the joints must be carefully studied for the longitudinal ribs, the cross-girders and the

steel sheet. On this subject also, H. GRASSL suggests a large number of solutions, among which there will be observed, in the first place, the welding of the deck plate and the connection, by means of high-strength bolts, of the web and the bottom flange of the stringers.

The intersection of the longitudinal ribs and the cross-girders exerts a considerable influence on the costs of fabrication of the orthotropic plate. The web of the cross-girders can be cut out in order to pass the longitudinal ribs through it, or the ribs can be fastened to the web of the cross-girder by a fillet, *K*-shaped weld. For this last-mentioned arrangement also, no failure due to fatigue has been observed, but the experience gained is not sufficient to permit of a final judgement being pronounced.

Finally, attention should be drawn to the possibility, indicated by H. GRASSL, of an arrangement in which the cross-girders are eliminated and a steel sheet is provided which is stiffened solely by transverse box-girder ribs; the assembly unit then consists of strips approximately 3 m wide, which pass across the entire width of the bridge. The advantage of this arrangement is that only the steel sheets have site welded joints which are executed by butt welding from above against a cover-joint or a hollow rail made of copper filled with welding powder.

The calculation of the orthotropic plates is carried out by means of electronic computers as described by P. KLEMENT, with a complete programming for the various usual types of girder, so that it is only necessary to introduce the dimensions of the system, the loads and the estimated values of the cross-sections. P. KLEMENT considers that it is unnecessary to calculate the influence surfaces, but regards it as advisable to programme the complete calculation, including the verification of the stresses, for various rigidity assumptions, so as to provide the possibility of an interpolation.

In the Preliminary Publication, J. G. JAMES and D. S. WILSON had already reported tests relating to surfacings for carriageways made of bitumen and epoxy resins, and indicated, in particular, the advantages to be gained from the application of the surfacing in the workshop. For the transversely orientated plate suggested by H. GRASSL, this method should assume increased importance. In his contribution to the discussion, H. GRASSL emphasised the poor yield-resistance of asphalt surfacings at high temperatures and the inadequate adherence between the steel sheet and the insulation. To prevent slow creeping of the asphalt surfacing, it is recommended that ribs made of flat steel bars should be welded to the plate, since this procedure — as is evident from other examples of such construction — has proved to be the best. In the light of the experience gained so far and of the tests that were carried out at the Technische Hochschule, Stuttgart, failures due to fatigue need not be apprehended. Special notice should be taken of the tests described by H. GRASSL with surfacings made of Vabit, a rolled asphalt with a filler consisting of very fine particles, bitumen and flux, and having marked compactness. Bonding

with the steel sheet is effected by means of a coating of epoxy resin. It was observed, especially with loads of short duration, that the surfacing acted integrally with the steel sheet, and that consequently considerable shearing forces must be transmitted between the steel sheet and the surfacing. It is only in exceptional circumstances (bascule bridges) that recourse is had to very thin carriagway surfacings, such as Semtex, or to surfacings obtained by spreading a synthetic resin, with a corundum filler, applied by percolation, because this process entails stringent requirements, as regards the evenness of the steel sheets.

W. Klingenberg and F. Reinitzhuber introduce an interesting and novel development which consists of light-weight steel decks, of the box-girder type, with extremely thin surfacings and steel sheets, particularly suitable for rapid laying on the ground during repairs to motorways.

Conclusions and Recommendations

Skew bridges and curved bridges are mainly constructed nowadays in the form of girder-grillages or box-girders; box-girders are particularly suitable on account of their high torsional rigidity. By assimilating these systems, for purposes of calculation, to a beam with bending and torsional rigidity an accurate picture of the state of stress is not generally obtained; recourse must be had to the theory of prismatic shells and a particularly careful study must be made of the introduction of the forces into the slabs and wide steel sheets. For these skew or curved bridges, the system and arrangement of the supports should make it possible to avoid stresses liable to cause considerable horizontal reactions at the supports. The measurement of deflections and strains should be undertaken in a systematic manner on structures in service.

As far as wide-span structures for elevated roadways are concerned, it is recommended that use should be made of box-girders resting on individual supports, with prefabricated deck slabs of reinforced concrete, connected with the girders by bonding and arranging supplementary shear connectors. In bridges with continuous beams, in order to obviate extension-joints and increase the strength, it is advisable to connect the slab to the girders in the zone of negative moments as well; but the steel girder is, however, so dimensioned that it is capable of absorbing the negative moments. For wide spans, recourse may also be had to box-girders with light-weight steel decks. Attempts should be made to reduce the time spent in assembling by utilising elements of large size.

The prestressing of steel structures is an economic process, as long as a satisfactorily weldable, very high-tensile steel is not available at an advantageous price. The prestressing is necessary in order to reduce the stresses due to service load in the ordinary steel and to enable the very high-tensile steel

to absorb the forces to the desired extent. The calculation must be carried out both with respect to the state of stresses under service load and with respect to destruction. The greatest possible attention must be directed to the problem of the consistent safety of the prestressed construction as a whole; the ordinary steel and the prestressed steel should, as far as possible, attain their limiting strength simultaneously. Other problems, such as the fatigue strength and the variation of the prestressing force during the service life may also be of significance. Prestressed constructions with catenary suspension constitute an extremely economical solution in the case of very wide spans. In continuous composite structures, preference should be given to the prior tensioning of the steels, before connecting with the concrete, because the state of stresses is thus more favourable in the steel girder.

For the calculation of bridges with orthotropic plates by means of electronic computers, it is essential that the programming should be complete, and should include the verification of the stresses, and that the computation should be carried out for various rigidity ratios. A particularly economical solution is obtained by using steel sheets provided with longitudinal ribs, of box-girder type, passing over the cross-girders or decks stiffened solely by transverse box-girders. It is not possible to derive the full benefit of the high load-carrying capacity of orthotropic plates due to the membrane effect because, owing to the requirements of good riding quality and to the stresses in the surfacing, the deformations must be restricted. Furthermore, attention must be paid to the fatigue strength. Favourable results were observed in the tests to which new types of surfacing, based on asphalt, epoxy-resins and Semtex, were subjected, but as the thickness of the surface is reduced, the requirements as far as the evenness and rigidity of the steel sheet are concerned, become increasingly stringent.

Rapport général

Avant-propos

La discussion préparée a apporté au Thème III une série de contributions précieuses qui ont encore été complétées et élargies par quelques-unes des remarques faites lors de la discussion libre. C'est principalement les ouvrages pour routes surélevées, les ponts métalliques précontraints et les platelages légers qui ont été traités, et ce dans l'approche théorique et expérimentale aussi bien que du point de vue de la conception et de l'exécution. Contrairement à ce qui s'est passé avec la Publication Préliminaire, où les contribu-

tions étaient nombreuses, il n'y en a eu aucune d'annoncée pour la discussion préparée en matière de ponts courbes et de ponts biais. Dans le rapport général qu'il a présenté au Congrès, le rapporteur a donc essayé de faire ressortir, en les complétant par des diagrammes, quelques points de vue relatifs à l'étude et au calcul de ces ponts particuliers si importants dans la pratique. Les contributions présentées vont maintenant être brièvement discutées et les principales conclusions tirées.

IIIa. Ponts courbes et ponts biais

C'est principalement sous forme de réseaux de poutres ou de poutres-caissons que l'on conçoit aujourd'hui les ponts biais et courbes, la combinaison des deux systèmes pouvant aussi se présenter, notamment dans le cas des ponts de grande largeur. Les réseaux de poutres biais avec dalle de couverture collaborant à la résistance de l'ensemble, en béton armé ou en tôle raidie orthogonalement, doivent être calculés comme des voiles prismatiques, la rigidité au cisaillement de la dalle ou de la tôle constituant la membrure supérieure représentant un facteur essentiel dans la distribution des efforts sur les âmes des poutres-maîtresses. Commes les recherches l'ont montré, il est indispensable d'avoir un système d'appuis qui permette des déplacements élastiques horizontaux, notamment dans le cas des ponts biais et larges, car autrement de fortes contraintes parasites peuvent apparaître. Même dans les ponts ne comportant que deux poutres-maîtresses et la dalle de couverture comme membrure supérieure, ces contraintes peuvent se développer à cause d'un chargement unilatéral, si l'on dispose deux appuis fixes à une extrémité du pont.

Pour obtenir une image exacte de l'état de contrainte dans les poutres-caissons biaises, il ne suffit généralement pas de les considérer comme des barres rigides à la flexion et la torsion, en admettant la distribution du flux de cisaillement de Saint-Venant. Du fait des tensions élevées qui en résultent aux bords de l'âme, l'introduction de charges concentrées ou des réactions aux appuis dans les tôles larges formant membrure peut exercer une influence déterminante. De plus, comme les sections ne peuvent se gauchir librement dans les zones d'introduction des forces, les tensions de gauchissement peuvent prendre des valeurs qui ne sont plus négligeables, notamment aux appuis des poutres continues. Si l'on tient compte de la déformation des entretoisements d'extrémité, c'est une nette diminution que subit l'effet d'encastrement des extrémités biaises tel qu'il résulte du calcul de la poutre rigide à la flexion et à la torsion. Cette déformation s'exerce également sur les entretoisements situés dans les zones d'introduction des forces, de sorte que les moments de torsion se trouvent diminués alors que les moments de flexion se trouvent augmentés dans la poutre-caisson. C'est pourquoi il faut étudier de près l'es-

pacement et l'élasticité des entretoisements en ce qui concerne les effets qui en résultent sur l'état de contrainte. Enfin, tout particulièrement lorsque par exemple un contreventement en treillis remplace la tôle pleine, la déformation au cisaillement de cette paroi du caisson prend une importance qu'on ne peut plus négliger; il en résulte, dans les ponts courbes et biais à caisson, une augmentation des moments fléchissants et une réduction des moments de torsion. L'effet d'encastrement diminue donc considérablement dans ces ponts à contreventement inférieur. Il convient d'accorder une attention spéciale aux extrémités biaises des poutres à caisson que l'on doit étudier comme constituant des cellules en coin d'après la théorie des voiles à axe polygonal.

Du fait de la relative complexité des conditions de contrainte qui règnent dans les ponts biais et courbes à poutres-caissons mono- ou multicellulaires, il apparaît souhaitable que l'on continue à effectuer des mesures sur des ouvrages en service. Il conviendra à cet égard d'attacher une importance particulière aux zones d'introduction des efforts et aux extrémités biaises. En ceci il est nécessaire de mesurer les allongements des deux côtés des semelles et des âmes de façon à pouvoir séparer les flexions locales des tensions dues aux efforts tangentiels et aux efforts longitudinaux. Sinon l'image qu'on obtient de la répartition des tensions est fausse. Il convient de comparer ces mesures avec un calcul, le plus proche possible de la réalité, effectué conformément à la théorie de l'élasticité plane et celle des voiles prismatiques.

III b. Ouvrages pour routes surélevées

La contribution de G. Winter à la discussion met clairement en évidence les différences qui existent entre les modes de construction des ouvrages pour routes surélevées aux Etats-Unis et en Europe. Les ouvrages de sept à dix voies sont des constructions mixtes dans lesquelles les poutres-maîtresses sont des poutres laminées pour les faibles portées donc avec une section symétrique. On s'attache en effet à réduire autant que possible les frais d'études et de réalisation, aux dépens naturellement du poids d'acier. Ce n'est que pour les grandes portées qu'interviennent les poutres maîtresses soudées et, plus rarement, les poutres-caissons. Dans les parties d'ouvrages situées en courbe, les poutres maîtresses suivent un contour polygonal. Dans ces conditions, la torsion ne joue qu'un rôle secondaire, mais elle peut prendre une certaine importance dans les rampes d'accès étroites et de forte courbure. En Europe, par exemple, on s'est au contraire efforcé de réaliser les ouvrages pour routes surélevées sous la forme de poutres-caissons, de façon à pouvoir tirer parti de leur rigidité à la torsion pour diminuer les moment fléchissants. Comme K. Sattler l'a fait ressortir dans la Publication Préliminaire, la technique du collage a fait de tels progrès qu'on peut coller des plaques de béton préfabriquées sur la semelle supérieure métallique en prévoyant de

plus, pour la sécurité, des goujons qui pénètrent dans les évidements de la plaque et que l'on scelle avec du mortier collant. Comme mortier, c'est la colle Sinmast qui a donné des résultats particulièrement bons. Les essais au laboratoire ont été si favorables qu'on en est déjà venu à l'exécution. En raison de la rapidité du montage, ce procédé revêt une grande importance dans la construction des ouvrages pour routes surélevées dans les zones urbanisées.

L'un des problèmes discutés lors du congrès a été celui de la liaison des poutres métalliques à la dalle de couverture dans la région des moments négatifs des poutres continues. Tandis qu'aux Etats-Unis on ne prévoit pas de chevilles d'adhérence, à cause de l'effet d'entaille et de son influence défavorable sur la résistance à la fatigue, O. A. Kerensky est d'avis qu'il convient de lier la dalle à la semelle métallique et de disposer les armatures correspondantes. Dans quelques-uns des ponts mixtes conçus par le rapporteur, on a pu, par un programme de bétonnage bien étudié et par des dénivellations d'appui, réduire les efforts de tension à absorber par la dalle; les tractions admissibles ne se trouvent ainsi dépassées que dans le cas des surcharges les plus défavorables et, pour parer à cette éventualité, on met en place des armatures assurant la répartition de la fissuration. La semelle est renforcée de telle sorte que la poutre métallique absorbe seule les moments fléchissants. Jusqu'à présent, il n'a été constaté aucun effet défavorable. On évite ainsi les joints de chaussée et les dispositifs devant permettre un glissement de la dalle sur la membrure supérieure, tout en élevant la résistance comme l'ont montré les essais de J. Tachinaba, K. Kondo et K. Ito.

IIIc. Ponts métalliques précontraints

Le rapport de F. H. Needham, concernant des essais sur des poutres précontraintes à âme pleine et en treillis, fournit des renseignements très intéressants sur le diagramme charge-déformation: pour une surcharge égale à 1,5 fois la charge de service, 80% des déformations s'annulent encore après la décharge. L'augmentation des efforts dans l'élément de précontrainte, lors de l'application des charges, dépend évidemment des rapports des sections et des dispositions constructives; elle peut atteindre des valeurs élevées dont il faut tenir compte en fixant l'effort de précontrainte. La précontrainte idéale serait obtenue si l'on arrivait à utiliser au maximum simultanément l'acier de précontrainte et l'acier ordinaire pour supporter la charge max. admissible (en service) et si, de plus, la charge de ruine était atteinte en même temps dans les deux élements de l'ouvrage. Ceci n'est généralement pas possible, et on doit choisir entre la charge de service et celle de ruine pour établir cette coïncidence. On peut se demander si, pour tirer un meilleur parti de la réserve que constitue la charge de ruine, on peut dépasser en service les

contraintes admissibles de l'acier ordinaire. Pour répondre à cette question, il faut considérer les déformations et la résistance à la fatigue. Un point mérite une attention particulière, comme l'a relevé SHU-TIEN-LI dans la Publication Préliminaire: en utilisant les aciers ordinaires et les aciers de précontrainte à leurs sollicitations admissibles, on n'obtient pas pour autant la même sécurité dans les ouvrages précontraints et non précontraints. Il faut considérer non seulement la variation des efforts dans l'acier de précontrainte pendant l'application des charges, jusqu'à la ruine, mais aussi la variation correspondante des sollicitations de l'acier ordinaire. Enfin, il faut tenir compte également des pertes de précontrainte dans les zones d'ancrage et celles dues aux déformations permanentes lors de la première mise en charge. A ce sujet les indications de S. A. ILJASEWITSCH et F. H. NEEDHAM sur les pertes de précontrainte méritent l'attention. Dans les ponts-rails, on veillera avec un soin particulier à éviter les entailles, spécialement dans les zones d'ancrage, afin de ne pas trop réduire la résistance à la fatigue. Il faut suivre dans le détail l'introduction des efforts au point d'ancrage de l'acier de précontrainte, en utilisant éventuellement la théorie de l'élasticité plane.

P. K. MUKHERJEE traite un problème particulier de précontrainte des ponts en treillis: il s'agit de diminuer les dimensions des sections et de réduire les contraintes secondaires. En plus de la précontrainte par des éléments en acier à très haute résistance, il intervient ici la précontrainte, réalisée au montage, qui consiste à fixer, pour la fabrication en atelier, la longueur et les assemblages des barres de treillis par rapport à l'état déformé et à exécuter la mise en place sous contrainte. On produit ainsi dans le treillis des moments qui s'opposent à ceux apparaissant en charge, ce qui entraîne une réduction des contraintes secondaires de 30 à 40%.

Les systèmes suspendus précontraints peuvent intéresser aussi bien la construction des ponts que celle des halles de grande portée. S. A. ILJASEWITSCH en a donné quelques exemples et le rapporteur a montré que, dans le cas de ponts suspendus de très grande portée prévus pour des charges légères, on pouvait remplacer les poutres de rigidité par des câbles tendeurs solidarisés aux câbles porteurs au milieu du pont.

III d. Platelages légers

Les différents points de vue relatifs à l'étude et à la construction des ponts comportant des platelages légers (dalles orthotropes) ont été clairement mis en lumière par H. GRASSL. Un intérêt particulier s'attache aux nombreuses études comparatives portant sur l'écartement et la forme des nervures longitudinales et des entretoises. Parmi les résultats importants, il convient de signaler le fait que, en raison de la simplicité du travail en atelier et du montage, ce sont les nervures en caisson de section triangulaire, passant au-dessus

des entretoises, qui sont les plus économiques, bien que le poids soit plus élevé que pour les exécutions comportant des entretoises dont l'âme est soudée à la tôle de platelage, et des nervures traversant cette âme. L'écartement des entretoises dépend de la forme des sections des nervures longitudinales et atteint environ 3,6 m dans les exécutions en caisson. Compte tenu de la déformation de la tôle de couverture, l'espacement des nervures longitudinales vaut environ 300 mm, ce qui ne permet pas d'utiliser complètement l'effet de membrane favorable. En Allemagne, on a étudié dans le détail le problème de la résistance à la fatigue des platelages métalliques orthotropes et l'on est arrivé à la conclusion qu'il n'y a pas de crainte à avoir si la conception est correcte. La disposition des joints doit être soigneusement étudiée, pour les nervures, les entretoises et la tôle. A ce sujet également, H. Grassl propose de nombreuses solutions, parmi lesquelles on remarquera en premier lieu le soudage de la tôle et l'assemblage par boulons HR de l'âme et de la semelle inférieure. L'intersection des nervures longitudinales et des entretoises influe de façon très sensible sur les frais de fabrication des dalles orthotropes. On peut soit découper l'âme des entretoises pour faire passer les nervures longitudinales, soit attacher les nervures à l'âme des entretoises par un cordon en K. Pour cette dernière disposition, on n'a pas constaté non plus de rupture due à la fatigue, mais l'expérience acquise n'est pas suffisante pour permettre de prononcer un jugement définitif.

Enfin, il convient de signaler la possibilité indiquée par H. Grassl: supprimer les entretoises et prévoir une dalle raidie uniquement par des nervures en caisson transversales; l'unité de montage est alors constituée par des bandes de 3 m de large approximativement, qui traversent toute la largeur du pont. L'avantage est que seules les tôles présentent des joints de montage, réalisés par des soudures bout-à-bout sur couvre-joint ou rail creux en cuivre rempli de poudre à souder.

Le calcul des dalles orthotropes s'effectue électroniquement comme le décrit P. Klement, avec une programmation complète pour divers types usuels; il suffit d'introduire les dimensions du système, les charges et les valeurs estimées des sections. P. Klement estime inutile de calculer des surfaces d'influence et indique qu'il convient de programmer le calcul complet, y compris la vérification des contraintes, pour divers rapports de rigidité, de façon à permettre une interpolation.

Dans la Publication Préliminaire déjà, J. G. James et D. S. Wilson ont rendu compte d'essais relatifs à des revêtements de chaussée en bitumes et en résines époxydes, et ils ont fait ressortir les avantages qui s'attachent à l'application du revêtement en atelier. Pour la dalle à orientation transversale proposée par H. Grassl, cette méthode devrait prendre une importance accrue. Dans sa contribution à la discussion, H. Grassl a souligné la faible résistance des revêtements en asphalte aux températures élevées ainsi que l'insuffisante adhérence entre la tôle et l'isolation. Pour empêcher le glisse-

ment du revêtement, on recommande de souder des nervures en fers plats sur la tôle, ce procédé — ainsi que cela ressort élgament d'autres exemples de réalisations — s'étant révélé le meilleur. A la lumière de l'expérience acquise jusqu'à présent ainsi que des essais qui ont été exécutés à la Technische Hochschule de Stuttgart, il n'y a pas lieu de craindre les ruptures par fatigue. On remarquera spécialement les essais décrits par H. Grassl avec des revêtements en Vabit, un béton asphaltique avec une charge constituée par de très fines particules, du bitume et un fondant avec une compacité très grande. La liaison avec la tôle est assurée par une couche en résine époxyde. On a constaté, notamment dans le cas de charges de brève durée, que le revêtement agissait solidairement avec la tôle, ce sont donc ces cisaillements considérables qui doivent être transmis entre la tôle et le revêtement. Ce n'est qu'exceptionnellement (ponts basculants) qu'on fait appel à des revêtements de chaussée très minces comme le Semtex ou à des revêtements obtenus en répandant une résine synthétique avec une charge de corindon appliquée par percolation, car ce procédé impose des exigences élevées quant à la planéité de la tôle.

W. Klingenberg et F. Reinitzhuber apportent une nouveauté intéressante qui consiste en des platelages légers en acier, type caisson, avec revêtement et tôle extraminces, particulièrement appropriés à la pose rapide au sol lors de la réfection des autoroutes.

Conclusions et recommandations

C'est principalement sous forme de réseaux de poutres ou de poutres-caissons que l'on réalise aujourd'hui les ponts biais et les ponts courbes; les poutres-caissons sont spécialement indiquées en raison de leur rigidité élevée à la torsion. En assimilant pour le calcul ces systèmes à une barre rigide à la flexion et à la torsion, on n'obtient généralement pas une image exacte de l'état de contrainte; il faut avoir recours à la théorie des voiles prismatiques et étudier particulièrement l'introduction des efforts dans les dalles et tôles larges. Pour ces ponts biais ou courbes, le système et la disposition des appuis doit permettre d'éviter des contraintes pouvant provoquer d'importantes réactions horizontales aux appuis. Il faudrait que l'on procédât de manière systématique à la mesure des flèches et des allongements sur les ouvrages en service.

En ce qui concerne les ouvrages pour routes surélevées de grande portée, on recommande l'utilisation de poutres-caissons reposant sur des appuis individuels, avec dalles de couvertures préfabriquées en béton armé, solidarisées aux poutres par collage et chevillage complémentaire. Dans les ponts à poutres continues, pour éviter les joints et augmenter la résistance, il convient de solidariser la dalle aux poutres dans la région des moments négatifs également;

on dimensionne toutefois la poutre métallique de telle sorte qu'elle puisse reprendre les moments négatifs. Pour les grandes portées, on recourt aussi aux poutres-caissons avec platelage métallique léger. On s'efforcera de diminuer le temps de montage en utilisant des éléments de grandes dimensions.

La précontrainte des ouvrages métalliques est un procédé économique tant qu'on ne disposera pas, à un prix intéressant, d'un acier à très haute résistance bien soudable. Elle est nécessaire pour réduire les contraintes dues aux surcharges dans l'acier ordinaire et pour permettre à l'acier à très haute résistance de reprendre les efforts dans la mesure souhaitée. Le calcul doit être effectué aussi bien par rapport à l'état de contrainte relatif à la charge de service que par rapport à la ruine. Il faut prêter toute l'attention désirable au problème d'une sécurité cohérente de l'ensemble de la construction précontrainte: l'acier ordinaire et l'acier de précontrainte devront atteindre autant que possible simultanément leur résistance limite. D'autres problèmes jouent également un rôle, comme celui de la résistance à la fatigue et de la variation de l'effort de précontrainte pendant le service. Les constructions précontraintes à suspension caténaire représentent une solution extrêmement économique dans le cas de portées libres très importantes. Dans les ouvrages mixtes continus, on doit préférer la mise en tension préalable des aciers, avant la solidarisation du béton, car l'état de contrainte est ainsi plus favorable dans la poutre métallique.

Pour calculer les ponts à dalle orthotrope à l'aide d'ordinateurs, il faut que la programmation soit complète, comprenne la vérification des contraintes et que le calcul se fasse pour divers rapports de rigidité. On obtient une solution particulièrement économique en utilisant soit des tôles pourvues de nervures longitudinales en caisson passant sur les entretoises, soit des platelages raidis uniquement par des caissons transversaux. On ne peut tirer pleinement parti de la résistance élevée des dalles orthotropes due à l'effet de membrane car, eu égard aux exigences de viabilité et aux sollicitations du revêtement, les déformations doivent rester limitées. En outre, il convient de veiller à la résistance à la fatigue. Des résultats favorables ont été constatés lors des essais dont ont été l'objet de nouveaux revêtements à base d'asphalte, de résines époxydes et de Semtex mais, à mesure que diminue l'épaisseur du revêtement, les exigences deviennent de plus en plus élevées en ce qui concerne la planéité et la rigidité de la tôle.

III a 1

Beitrag zur Spannungsermittlung in schiefen und gekrümmten Brücken[1])

Contribution to the Determination of Stresses in Skew and Curved Bridges

Contribution à l'étude des contraintes dans les ponts biais et les ponts courbes

H. BEER

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

Bereits im Vorbericht habe ich darauf hingewiesen, daß die Flachdeckbrücken, sei es in den Ausführungen mit U-Querschnitt und als Rostträger oder auch mit ein- und mehrzelligen Hohlkasten, im allgemeinen nicht mehr nach der Theorie der biegefesten Stäbe berechnet werden dürfen, sondern daß hier die Theorie der Faltwerke anzuwenden ist, wobei auch die Frage der Krafteinleitung untersucht werden muß. Ich habe angeregt, daß man sich in der vorbereiteten Diskussion mit diesen aus Scheiben zusammengesetzten räumlichen Tragwerken beschäftigen möge. Da jedoch hierfür keine Diskussionsanmeldungen vorliegen, möchte ich nun einige für den Entwurf und die Dimensionierung schiefer und gekrümmter Brücken wichtige statische Probleme behandeln.

Vorerst sei eine kurze Übersicht über die wichtigsten statischen Systeme der Flachdeckbrücken, wie sie heute vorwiegend für schiefe und gekrümmte Bauwerke zur Anwendung kommen, gegeben. Fig. 1 a zeigt die einfachste Form der Überführung eines Verkehrsweges (hier Straße) in der Kurve, die bei geraden Hauptträgern durch Krümmung der Fahrbahnplatte in der Weise erfolgt, daß die gekrümmte Plattenlängsachse gegenüber jener der geraden Brückenachse in eine gemittelte Lage gelegt ist. In Fig. 1 b sind die beiden Hauptträger polygonal geknickt, wobei auch hier diese Träger ungleich belastet werden. Für polygonal geknickte Rostträgerbrücken (Fig. 1 c) wirkt sich der Einfluß der Krümmung ebenfalls in einer verstärkten Belastung der bogenäußeren Träger aus. Beim einzelligen Hohlkasten (Fig. 1 d) mit polygonal geknickten Trägern ist hingegen der Biegeanteil beider Hauptträgerstege annähernd gleich groß, während im Hohlkasten Torsionsmomente entstehen. Ein ähnliches Verhalten zeigt auch der dreizellige Hohlkasten (Fig. 1 e), dessen Torsionssteifigkeit nur um etwa 5—8% höher angenommen werden kann als jene des durch die Außenstege und Gurtscheiben allein gebildeten Kastenquerschnittes. In den Fällen (b) und (e) müssen in den Knickpunkten Querverbände angeordnet sein.

---

[1]) Teil des am Kongreß vorgetragenen Generalberichtes.

Bei Überführungen, deren Breite vergleichbar oder sogar größer als die Stützweite ist (Fig. 2f), stellt die Hohlplatte ein sehr torsionssteifes Tragsystem dar. Exzentrisch zur Brückenlängsachse wirkende Lasten werden nun aber nicht mehr annähernd gleichmäßig auf die Hauptträgerstege verteilt, da die Nachgiebigkeit der Querverbände einen wachsenden Einfluß auf die Lastaufteilung ausübt. Der Nachteil der schiefen Hohlplatte ist die sehr ungünstige Verteilung der Auflagerdrücke innerhalb eines Widerlagers mit starker Druckkonzentration am stumpfen Brückenende und erheblichem Auflagerzug am spitzen Ende. Die Biegemomente werden hier allerdings außerordentlich stark reduziert, während die Torsionsmomente anwachsen, so daß die in den Blechen entstehenden Schubspannungen nun für die Dimensionierung maßgebend werden können.

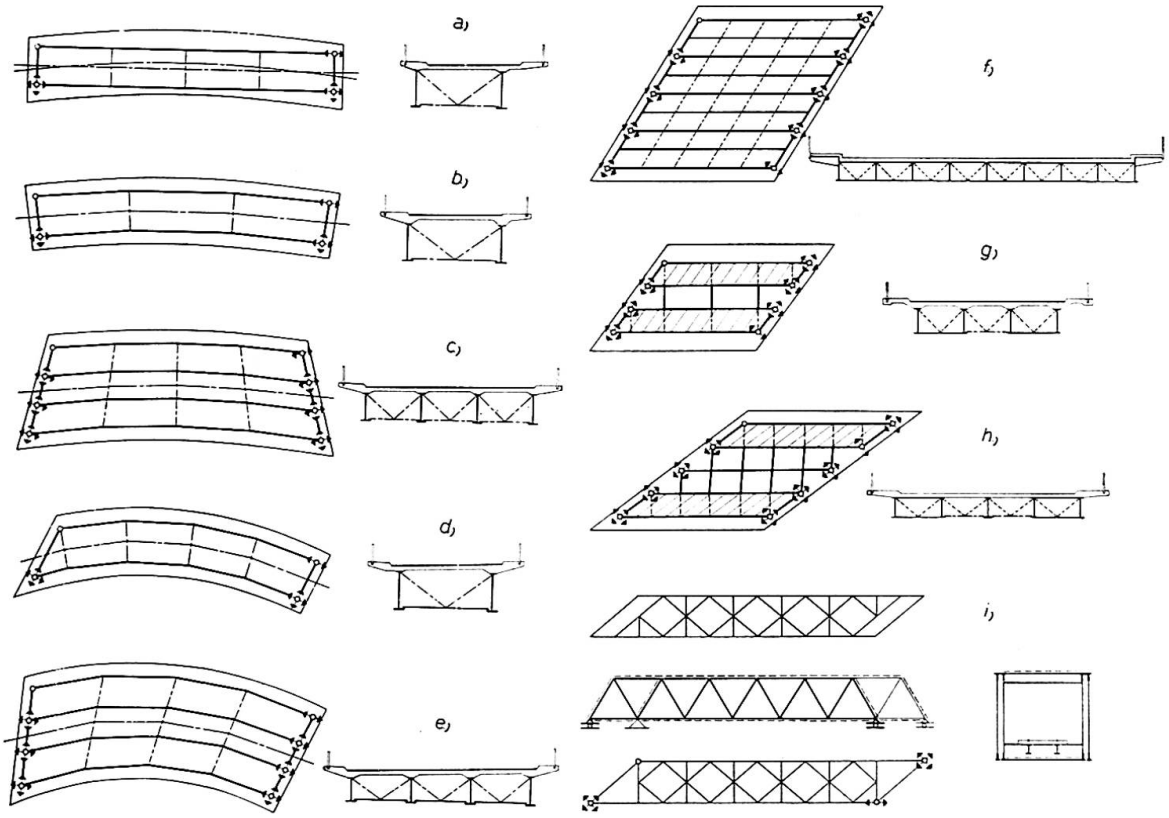

Fig. 1. Fig. 2.

Man kann diese nachteiligen Wirkungen der aus Zellen bestehenden Hohlplatte durch Anordnung von zwei oder mehreren getrennten Hohlkasten verringern (Fig. 2g), wobei hier die Biege- und Torsionsmomente wiederum ansteigen. Die Verteilung der Auflagerreaktionen längs eines Widerlagers ist jedoch in diesem Falle günstiger, da Drücke und Züge alternierend auftreten, so daß die Ungleichmäßigkeiten an den Einleitungsstellen bis zur Bodenfuge weitgehend abgeklungen sind. Eine Kombination von Hohlkasten- und Rostträgersystem sehen Sie in Fig. 2h, wobei zwei Randhohlkasten einen (oder mehrere) Mittelträger tragen [1].

Die Ausbildung einer schiefen Fachwerkbrücke mit untenliegender Fahrbahn zeigt Fig. 2i. Hier hat die Nachgiebigkeit der End- und Zwischenquerscheiben, die als Rahmen ausgebildet werden müssen, erheblichen Einfluß auf die Einleitung und Verteilung der Torsions- und Biegemomente im Gesamtsystem.

Zur statischen Wirkungsweise der gezeigten Systeme seien hier kurz einige bemerkenswerte Tatsachen aufgezeichnet:

Die Lastanteile für ständige Last für die unten offene Brücke mit geraden Hauptträgern und gekrümmter Fahrbahnplatte sind in Fig. 3a unter der Annahme der Aufteilung nach dem Hebelgesetz wiedergegeben, während Fig. 3b die entsprechenden Anteile für den geraden Hohlkasten mit gekrümmter Fahrbahnplatte darstellt. Man erkennt hier deutlich den Vorteil des zweiten gegenüber dem ersten System. Berücksichtigt man die elastische Nachgiebigkeit der Querverbände, so nähert sich die Lastaufteilung etwas jener des U-Querschnittes, bleibt aber selbst bei sehr elastischen Querverbänden noch weit hinter dieser sehr ungleichen Lastaufteilung zurück.

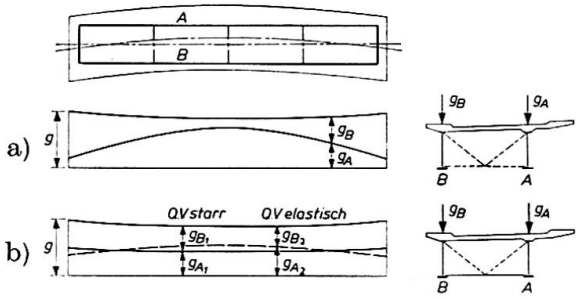

Fig. 3.

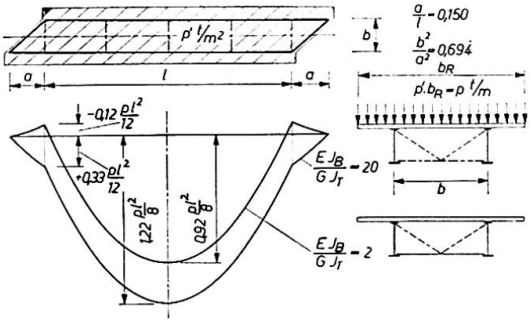

Fig. 4.

Zur Beurteilung der Einspannwirkung schiefer Brücken hat F. RESINGER im Vorbericht eine übersichtliche Darstellungsweise des Einflusses der Brückenschiefe und des Verhältnisses von Biegesteifigkeit zur Drillsteifigkeit gegeben (Fig. 4). Um Ihnen diese Einflüsse in ihrer Tendenz nahezubringen, habe ich für zwei charakteristische Fälle, und zwar

$$\nu = \frac{E\,J_B}{G\,J_T} = 20 \qquad \text{und} \qquad \nu = \frac{E\,J_B}{G\,J_T} = 2\,,$$

die Biegemomentenverteilung für ständige Last aufgetragen. Man erkennt, daß für den Hohlkasten mit unterem vollen Gurtblech (entspricht $\nu = 2$) eine sehr starke Einspannwirkung erzwungen wird, während für den Fall eines unteren Fachwerkverbandes (entspricht $\nu = 20$) diese Einspannung der schiefen Enden sehr stark zurückgeht.

Auch die Brückenschiefe, d. i. der Neigungswinkel der Brückenachse gegen die Widerlagerlinie beeinflußt das Einspannmoment entscheidend, wie man dies aus Fig. 5 deutlich entnehmen kann.

Die bisher gezeigten Momentenverteilungen wurden nach der Theorie des biege- und torsionsfesten Stabes ermittelt. In Fig. 6 ist der Vergleich mit der Faltwerktheorie für elastisch nachgiebige Querscheiben an den stumpfen Brückenenden dargestellt, wobei nun jedoch nicht die Biegemomente, sondern die Normalspannungen an der Außenkante des Untergurtes aufgetragen sind. Während die Kurve (a) der Annahme starrer Querverbände entspricht, zeigt Kurve (b) den entsprechenden Normalspannungsverlauf, wenn die elastische Nachgiebigkeit der Fachwerkquerverbände berücksichtigt wird. Die Einspannwirkung wird demnach erheblich von der elastischen Nachgiebigkeit der Querverbände beeinflußt. Fehlen die Querverbände an den stumpfen Ecken (Kurve (c)), so geht die Einspannwirkung verloren.

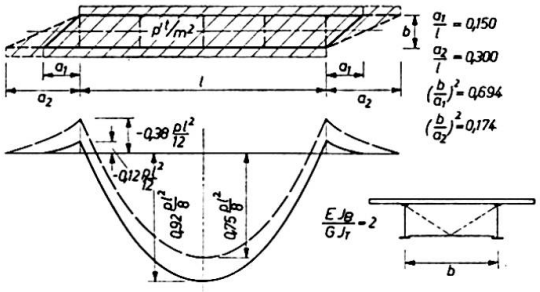

Fig. 5.

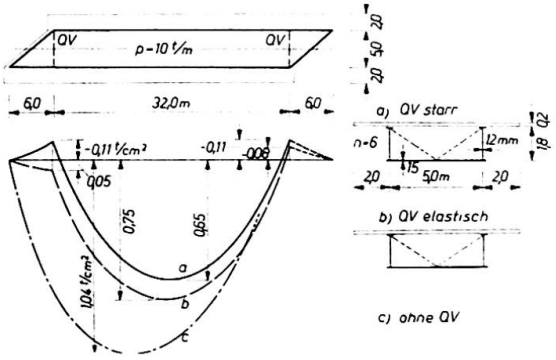

Fig. 6.

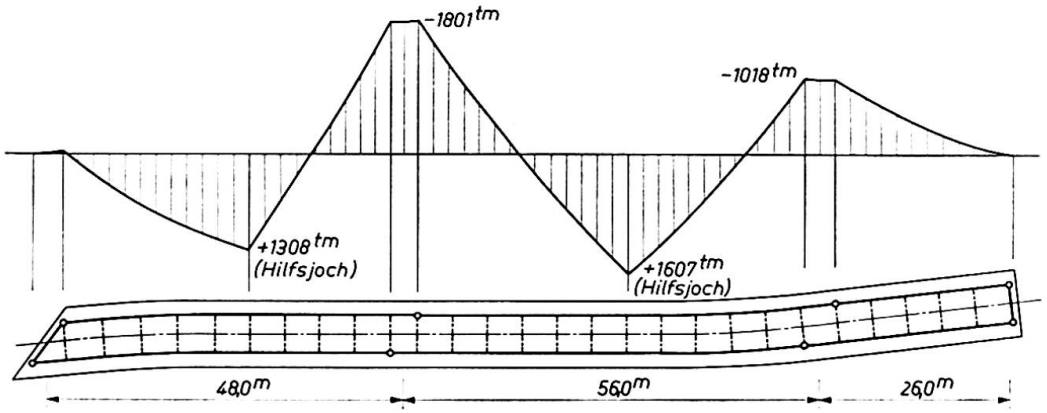

Fig. 7.

Bei durchlaufenden schiefen Brücken in der Kurve kann die Abstützung auf den Mittelpfeilern entweder durch ein oder durch zwei Auflager erfolgen. Bei einer Brücke in der Kurve, deren Pfeilerflucht erheblich schief zur Brückenachse liegt, wurde die Rechnung als fünffach statisch unbestimmtes System (Fig. 7) unter Zugrundelegung der Saint-Venantschen Schubflußverteilung durchgeführt und zeigt den erwarteten Abbau der Momentenspitzen in den Stützbereichen und die etwas schwächere Einspannwirkung des gekrümmten Hohlkastens an den schiefen Brückenenden [2].

Die im Vorbericht veröffentlichten Meßergebnisse von G. HUTTER haben deutlich den Abfall der Biegenormalspannungen von Trägern mit breiten Gurtscheiben bei Einleitung konzentrierter Lasten gezeigt. Man wird diesem Problem künftig erhöhte Aufmerksamkeit schenken müssen, da besonders bei Eisenbahnbrücken neben der Forderung einer ausreichenden Fließ- und Bruchsicherheit auch noch die Einhaltung der zulässigen Ermüdungsbeanspruchung unerläßlich ist. Die Krafteinleitung in die obere Gurtscheibe an der Mittelstütze eines Durchlaufträgers wurde an meinem Institut rechnerisch untersucht und die erhaltenen Resultate durch Belastungsversuche an einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 45 + 54 + 45 m Spannweiten kontrolliert. In der Rechnung wurden auch die verschiedenen Blechstärken der Obergurtscheibe und ihre Längsaussteifungen berücksichtigt. Fig. 8 zeigt den Spannungshügel für eine Gurthälfte, wie er durch die Rechnung nach dem vom

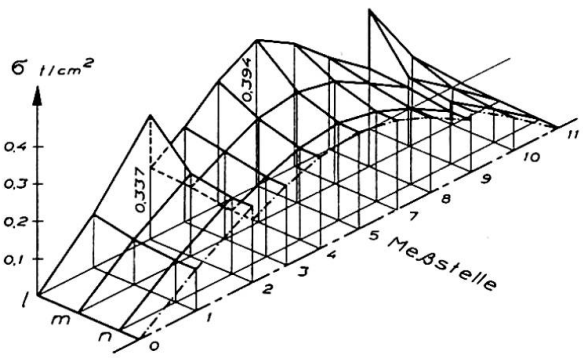

Fig. 8.

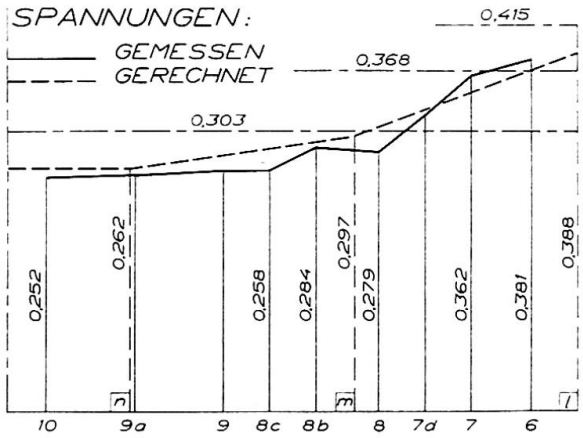

Fig. 9.

Verfasser gemeinsam mit F. RESINGER [3] ausgearbeiteten Verfahren erhalten wurde, während Fig. 9 die Meßergebnisse in Vergleich zur Berechnung setzt. Man erkennt die gute Übereinstimmung, die allerdings nur unter Berücksichtigung der orthogonal ausgesteiften Scheibe veränderlicher Dicke erzielt werden konnte.

Fig. 10 soll zeigen, daß die korrekte Lagerung von Brücken sowohl bei Hohlkasten als auch bei U-Querschnitten wichtig ist, da sonst erhebliche Zusatzspannungen auftreten können [4]. In der Figur sind die bezogenen horizontalen Lagerkräfte $X_1 b/M_E$ in Brückenlängsrichtung aufgetragen, welche bei einer Brücke mit U-Querschnitt und zwei festen Lagern an einem Widerlager, infolge Wölbbehinderung durch die Fahrbahnplatte, auftreten. M_E bedeutet hierbei das Einspannmoment eines Trägers für den antimetrischen Lastfall p nach Fig. 10, h den Abstand der Lagerkippfläche vom Schubmittelpunkt M des Brückenquerschnittes, J_m das Trägheitsmoment des Querschnittes um die Horizontalachse durch den Schubmittelpunkt und J_y das Trägheitsmoment um die Y-Achse. Während für symmetrische Belastung

beider Hauptträger keine Querschnittsverwölbung und daher auch keine entsprechenden horizontalen Reaktionen an den festen Lagern auftreten, ist bei antimetrischer Belastung und besonders bei Lage des Schubmittelpunktes M oberhalb der Gurtscheibe mit einer erheblichen Wölbbehinderung und daher relativ hohen horizontalen Auflagerreaktionen X_1 in Brückenlängsrichtung zu rechnen, die nur durch die Anordnung eines festen und eines längsbeweglichen Lagers ausgeschaltet werden können. Angenähert ist für die gebräuchlichen Brückenquerschnitte $X_1 \doteq M_E/1{,}1\,h$.

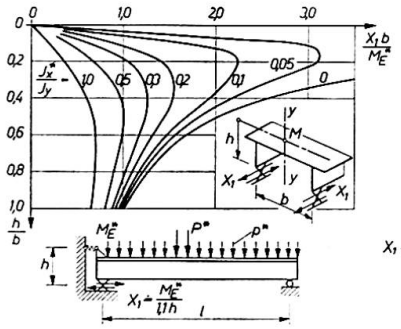

Fig. 10.

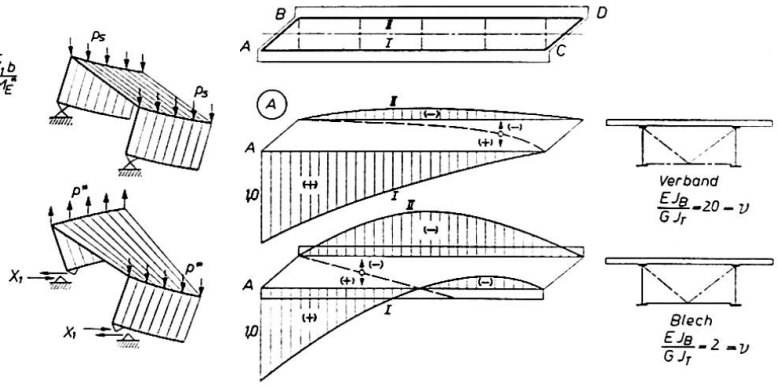

Fig. 11.

Die Ermittlung von Einflußlinien für schiefe Kastenträger muß unter Berücksichtigung ihrer Biege- und Torsionssteifigkeit erfolgen. Die diesbezüglichen durch F. Resinger an meinem Institut ausgeführten Untersuchungen haben ergeben, daß die Lastscheide abhängig ist vom Verhältnis der Biege- und Torsionssteifigkeit. In Fig. 11 ist die Auflagerdruckeinflußlinie für $\nu = 20$ und $\nu = 2$ mit der zugehörigen Lastscheide angegeben. Man erkennt, daß in beiden Fällen für den maximalen Auflagerdruck am spitzen Brückenende nicht die Vollbelastung auf ganzer Brückenbreite maßgebend ist, sondern nur eine Teilbelastung. Diese Erscheinung tritt bei torsionssteifen Tragwerk ganz besonders hervor. Sie wurde auch durch einen durchgeführten Belastungsversuch an einer vom Verfasser projektierten sehr schiefen und breiten Brücke in Wien voll und ganz bestätigt [1].

Schließlich sei noch zum Thema der Wölbspannungen in Kastenquerschnitten Stellung genommen. Im allgemeinen wird bei Brücken keine direkte Wölbeinspannung vorhanden sein, vielmehr ergibt sich die Wölbbehinderung aus der Anordnung der Lager und bei Einleitung konzentrierter Lasten. Für eine zweigleisige schiefe Eisenbahnbrücke sind in Fig. 12 die Biegespannungen und zusätzlich die Wölbnormalspannungen für Vollbelastung eingetragen, die aus der Einleitung der Auflagerdrücke C und D entstehen. Die Abstände der Querverbände betragen hierbei einmal 2 m und das andere Mal 9 m. Man erhält das bemerkenswerte, aber physikalisch einleuchtende Ergebnis, daß die Verkleinerung des Abstandes der Querverbände zwar eine geringe Ver-

größerung der Wölbnormalspannungen bringt, die jedoch dafür stärker abklingen.

Nun sei noch kurz auf das unter (2h) beschriebene System eingegangen, das für eine Brücke in Wien zur Ausführung gelangte [1]. Die Brücke besitzt ein festes und ein längsbewegliches Lager und sonst lauter Druck- bzw. Zugpendel. Die Lastaufteilung in Biege- und Torsionsmomente zeigt, daß der Mittelträger praktisch von den beiden Randhohlkasten getragen wird. Als allseitig bewegliche Lager werden zweckmäßig Pendel mit Kalotteneinsatz-

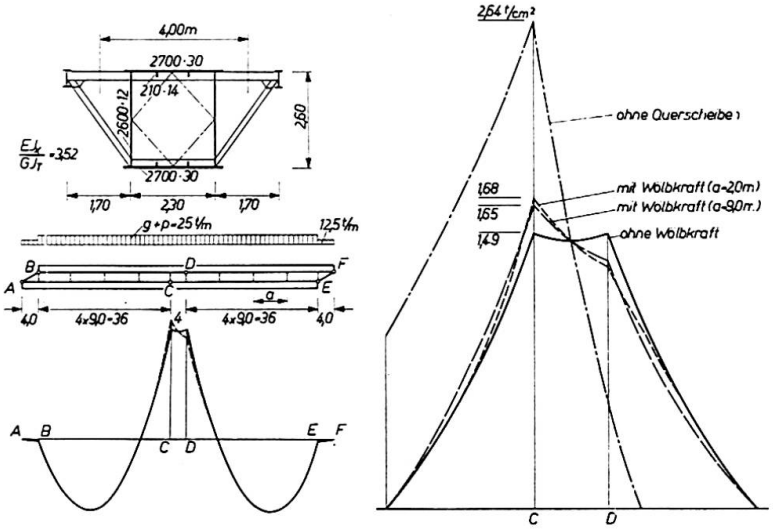

Fig. 12.

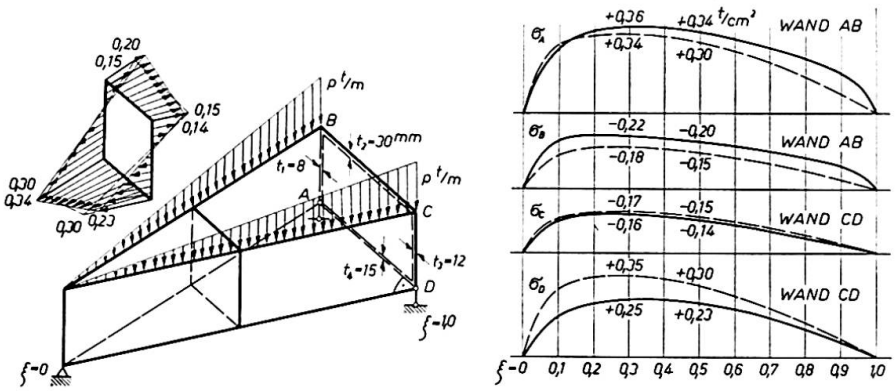

Fig. 13.

stücken aus sehr hochfestem Stahl verwendet, so daß die zulässige Hertzsche Pressung außerordentlich hoch angenommen und der Radius der Stelze klein gehalten werden kann.

Wie Homberg [5] für den Fall der Rostträgerbrücke nachgewiesen hat, trägt die Schubsteifigkeit der Platte zur Lastverteilung auf die Hauptträger bei. Der Verfasser hat über die Lastaufteilung durch Querträger und Platte auf der Deutschen Stahlbautagung 1962 berichtet [6]. Die Lastanteile in schiefen

Rost- und Hohlkastensystemen werden durch die schubsteife Platte gegenüber der Berechnung nach der Theorie der biege- und torsionsfesten Stäbe wesentlich verändert.

Aber auch die schiefen Brückenenden (Fig. 13) müssen nach der Faltwerkstheorie berechnet werden. An meinem Institut wurden von K. HOTTER [7] diesbezügliche Untersuchungen angestellt mit dem Ergebnis, daß die Berechnung der schiefen Brückenenden als Keilfaltwerk zu erheblich anderen Verteilungen der Normalspannungen führt als wenn man das schiefe Brückenende nach der Trägertheorie untersucht. Im letzteren Fall liegen die Spannungen teilweise auf der sicheren und teilweise auf der unsicheren Seite.

Vorstehende Untersuchungen haben gezeigt, daß die Berechnung schiefer und gekrümmter Brücken, deren Haupttragsystem aus Gurt- und Stegscheiben zusammengesetzt ist, als Faltwerke zu erfolgen hat, wobei vor allem auch dem Problem der Krafteinleitung größtes Augenmerk zu widmen ist. Außerdem muß berücksichtigt werden, daß die orthogonal ausgesteifte Einzelscheibe — besonders bei Anwendung von Hohlsteifen — meist nicht mehr als dünnes Blech aufgefaßt werden kann, sondern in der Lage ist, auch Biegemomente quer zur Blechebene und Torsionsmomente um die Trägerlängsachse zu übertragen. In diesem Fall beeinflußt die Biege- und Torsionssteifigkeit der Einzelscheibe sowohl in Brückenlängsrichtung als auch in Brückenquerrichtung die Spannungsverteilung. An meinem Institut werden derzeit von Frau H. STOISER Untersuchungen durchgeführt, die diesen Einfluß systematisch erfassen.

Literaturverzeichnis

1. H. BEER: Der Bauingenieur 1963, H. 5.
2. F. RESINGER und H. EGGER: Der Bauingenieur 1960, H. 6.
3. H. BEER und F. RESINGER: Der Stahlbau 1957, H. 4, und IVBH V. Kongreß 1956, Schlußbericht.
4. F. RESINGER: Noch unveröffentlichte Arbeit.
5. H. HOMBERG: Der Stahlbau 1952, S. 64.
6. Stahlbautagung Kassel 1962: Veröffentl. d. Deutschen Stahlbau-Verbandes, H. 7.
7. K. HOTTER: Dissertation T.H. Graz 1964.

Zusammenfassung

Die Berechnung von schiefen und gekrümmten Brücken muß nach der Faltwerkstheorie erfolgen, da die Berechnungsmethoden für biege- und torsionssteife Träger bzw. Trägerroste im allgemeinen nicht ausreichen, um das Kräftespiel richtig zu erfassen. Hierzu werden Beispiele gebracht.

Summary

The calculation of skew bridges and curved bridges has to be carried out according to the theory of folded structures, since the methods of analysis used for beams and grids with flexional and torsional rigidity are not sufficient to provide a clear idea of the stresses in the structure. Some relevant examples are presented.

Résumé

Le calcul des ponts biais et des ponts courbes doit s'effectuer selon la théorie des voiles prismatiques; les méthodes courantes pour le calcul des poutres ou des réseaux de poutres rigides à la flexion et à la torsion ne suffisent en effet pas pour obtenir une idée correcte des contraintes dans la structure. On présente quelques exemples respectifs.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIa

Discussion - Discussion - Diskussion

Curved-Bridges and Skew-Bridges[1])

Ponts ocurbes et ponts biais

Gekrümmte Brücken und schiefe Brücken

S. O. ASPLUND
Gothenburg

F. RESINGER: The Fixed-end Restraint Due to Skew Bridge Supports.

The paper treats skew one- and two-span bridges under vertical loads. Geometric and elastic properties permit that the bridge can be replaced by a beam. The ratio of width to length of the bridge is such that the bridge can be calculated as a tube supported on skew parallel lines by special devices. The cross-section of the bridge is assumed to be symmetric in the span and varies "simply" in the "support triangles". Warping is neglected.

Moments in characteristic sections of such bridges are calculated by an elegant and easy method. By substitution of variables, moments in bridges with still simpler stiffness variations can be linearly expressed in certain parameters.

The diagrams obtained in the paper are valid only for such a variation of the cross sections in the support triangles that their bending and twisting stiffnesses can be treated as being constant and equal to two thirds of the bending stiffness and one half of the twisting stiffness of the span, respectively. The limitations and approximations made are probably justified and should mostly give good results, especially if the length of the skew ends is small in comparison with the whole span.

G. HUTTER: Schiefe und gekrümmte Hohlkasten in Theorie und Versuch.

Strains are carefully measured in two cross sections of each observed bridge. Large deviations between calculated and observed strains (50 to 100 per cent) might perhaps be explained by the decrease in the effective plate width for concentrated loads and the local bending of the plate.

W. SCHMID and P. KLEMENT: Die Pillerseeachbrücke der Österreichischen Bundesbahnen.

The authors present a calculation where the effect of torsional deformations is included in the influence lines. The results are in good agreement with observed strains and deflections.

---

[1]) See "Preliminary Publication" — voir «Publication Préliminaire» — siehe «Vorbericht», IIIa 1, p. 607.

W. WIERZBICKI: Pont courbe considéré comme une construction continue à l'axe brisée.

Only centric, vertical loads are treated but no wind, braking, or temperature loads, or excentric vertical loads.

A beam without torsionally fixed supports and subjected to distributed loading does not function as a straight continuous beam but rather as a series of simple beams with considerably larger field moments than in a straight continuous beam.

An important general conclusion is the following: A designer who desires to utilize effectively the continuity of a beam with curved or polygonal axis should fix both ends torsionally and increase as much as feasible the ratio between the torsional and bending stiffnesses of the beam.

M. S. AGGOUR: Space Frame Action and Load Distribution in Skew Bridges.

Four skew bridges with two main girders and two skew bridges with four main girders were investigated. The "space" theory support forces, girder moments and forces in the wind bracing and cross frames were compared with ordinary theory results. It is seen that the action of wind- and cross-bracing unloads the main girders but loads the wind bracing and cross girders. The redistribution is further accentuated when the number of main girders is increased or the bridge is made more skew. That agrees with findings in the design of the Göteborg suspension bridge now in construction where the torsional stiffness of the roadway *doubles* the member forces in the wind diagonals.

All five papers commented on are relevant and useful in the design of skew or curved bridges.

Summary

The five papers about curved-bridges and skew-bridges presented in the "Preliminary Publication" are briefly discussed and proved useful in corresponding bridge design.

Résumé

L'auteur discute brièvement les cinq contributions contenues dans la «Publication Préliminaire» et relatives aux ponts courbes et aux ponts biais. Elles s'avèrent utiles pour l'étude des ponts de ce type.

Zusammenfassung

Die fünf Arbeiten des «Vorberichtes» über gekrümmte Brücken und schiefe Brücken werden kurz besprochen und für den Entwurf dieser Brücken als nützlich angesehen.

IIIb1

Elevated Freeway Structures in the U.S.A.

Routes surélevées aux Etats-Unis

Hochstraßen in den Vereinigten Staaten

GEORGE WINTER
Prof., Cornell University, Ithaca, N. Y.

(The writer was asked by the chairman of Working Commission II to report on elevated urban freeway construction in the United States. Correspondingly, he presented at the congress a comprehensive review, largely based on more than thirty photographs of such structures. Most of these were 35 mm color slides not suitable for reproduction in the Final Report. For this reason, only the very general conclusions are briefly presented below.)

The only paper on Theme IIIb in the Preliminary Publication is that by Prof. K. Sattler. It concerns the possibilities of utilizing precast roadway slabs for composite construction of urban freeways. From the viewpoint of American practice this paper seems most appropriate; indeed, composite construction has proved to be very economical for such structures, although relatively little use is made of prefabrication.

The vast amount of urban freeway construction in the United States, some of it dating back twenty years and more, permits the following observations to be made:

1. For adequate service, urban freeways must be of considerable width, generally from six to ten lanes wide.

2. In order to maintain safe, uninterrupted traffic of great density at high speeds (generally 50 to 65 mph, or 80 to 110 km/h), curves must be smooth and of very large radius.

3. In consequence of 1. and 2., problems of torsion in curves are very minor. In fact, in the majority of the illustrated structures, the curves were formed by polygonal arrangement of straight beams and girders. This permits the use of rolled wide-flange sections for moderate spans or of straight plate-girders for longer spans, without the complications inherent in the fabrication of curved members.

4. Comparative designs show that under American conditions the most economical type of freeway structures is normally represented by composite construction, the reinforced concrete road slabs being shear-connected to the longitudinal steel girders by welded studs, channels, or other shear connectors. In general, continuous rolled wide-flange beams in composite construction

appear to be most economical for spans up to about 70 to 80 ft. and continuous welded plate girders in composite construction for larger spans, although conditions vary from one locality to another. Costs begin to increase very sizeably for spans exceeding about 120 to 130 ft. This information refers to total cost per square foot, including piers and normal foundations.

5. Access ramps are of smaller widths, two or four lanes wide, and much more sharply curved; this is possible because of the much slower vehicle speeds. In such structures the longitudinal girders are mostly curved rather than straight, and torsion becomes a major design factor. Even here composite construction with considerable transverse stiffening is more frequent than closed box-girders, the slab being shear-keyed both transversely and longitudinally for better torsional performance. Piers may consist of single tubular columns, each carrying a double-cantilever transverse box girder which supports the longitudinal girders.

6. To date, orthotropic construction has not become popular, probably because of the large amount of fabrication which is required, and because of doubts in regard to the type of wearing surface which would best resist extremely heavy traffic. However, research and pilot construction in this field are now under way.

Summary

American experience with elevated freeway structures is briefly described. Composite construction, utilizing rolled wide-flange sections for shorter spans and welded plate girders for longer spans is found to be the preferred construction. The paper represents a sharply abbreviated abstract of a profusely illustrated report which was presented at the congress.

Résumé

L'auteur décrit brièvement les expériences faites en matière de viaducs urbains en Amérique. La préférence est donnée à la construction mixte, avec profilés à larges ailes dans le cas de faibles portées et poutres composées soudées pour les portées plus grandes. Il s'agit ici d'un résumé très succinct de la communication qui, avec d'abondantes illustrations, a été présentée au Congrès.

Zusammenfassung

Es werden amerikanische Erfahrungen mit städtischen Hochstraßen kurz beschrieben. Die Verbundbauweise unter Verwendung von gewalzten Breitflanschträgern für mittlere Spannweiten und von geschweißten Vollwandträgern für größere Spannweiten wird bevorzugt. Der Beitrag gibt nur die Schlußfolgerungen des ausgiebig illustrierten, am Kongreß gehaltenen Vortrags wieder.

Discussion - Discussion - Diskussion

O. A. KERENSKY
C.B.E., B. Sc., M.I.C.E., M.I. Struct. E., London

It would be instructive to consider why U.S.A. practice is so different from the European one as far as design of bridges and viaducts is conerned. It was a real pleasure to see the simple unsophisticated designs of almost pre-war era used today by the engineers of the most industrialised country in the world — the U.S.A.

Just compare the slides shown by Professor WINTER with those shown by several European contributors. Rolled beams and riveted plate girders v welded box girders with orthotropic decks.

In particular, I would refer to Professor WINTER's slide showing least weights of girders for different spans. This cannot be correct, because in composite construction welded plate girders with unequal flanges are always lighter (but not necessarily cheaper) than ordinary rolled beams. The slide favoured rolled beams for medium and even long spans. In Great Britain, at any rate, for long spans box girders with concrete and eventually with steel decks are lighter and cheaper than ordinary I-girders. Bracing and intermediate diaphragms between main girders should not be necessary if the R. C. deck slab is properly designed to distribute the vertical loads and to resist lateral forces. This calls for somewhat elaborate calculations, but the saving in cost should be assured.

It would appear that in U.S.A. composite action is not normally ensured in the region of negative moment, as shear connectors are omitted beyond the point of inflection. It would be interesting to learn the reasons for this. Is it the fear of fatigue or of excessive cracking of the concrete? The slab, however, will initially adhere to the steel flange (unless the flange is greased) and therefore cracking is almost unavoidable. So why not provide shear connectors and add a significant area of reinforcing bars to the top flange sections of the main girders? There is also the problem of the effective moment of inertia of the girder that should be assumed when calculating the various live load effects. Cracking should be controlled and the deck waterproofed with asphalt which, incidentally, also provides an excellent and renewable wearing surface.

Undoubtedly there are good reasons for this studied simplicity by expert engineers. It is suggested that these are:

1. High cost of office and manual and field labour.
2. Demand for speed in design and construction.
3. Standardisation to permit mass production of hundreds of bridges, although complex structures can also be mass produced.

It is interesting to speculate which approach (European or American) will eventually prevail, or perhaps, with the advent of the computor and automation they will be blended into one "Optimum Design", i. e. the best for any given set of circumstances.

Summary

The author draws attention to the considerable differences between the United States and Europe as far as the design of bridges and urban viaducts is concerned.

Résumé

L'auteur attire l'attention sur les différences notables existant entre les Etats-Unis et l'Europe quant à la conception des ponts et des viaducs urbains.

Zusammenfassung

Es wird auf die bemerkenswerten Unterschiede aufmerksam gemacht, die in bezug auf die Gestaltung von Brücken und Hochstraßen zwischen den Vereinigten Staaten und Europa bestehen.

Reply - Réponse - Antwort

I. M. VIEST
Structural Engineer, Bethlehem Steel Corp., Bethlehem, Pa., U.S.A.

Dr. KERENSKY raised two points concerning the bridge design practices in the United States:

1. omission of shear connectors in the negative moment region of continuous bridges of composite construction; and
2. general simplicity of elevated structures.

The omission of shear connectors in the negative moment regions is by no means a general American practice. The AASHO specification[1]) states:

---

[1]) "The American Association of State Highway Officials: Standard Specifications for Highway Bridges", 8th edition, Washington, D.C., 1961, Section 1.9.4.

"The negative moment portions shall be designed on the assumption that concrete on the tension side of the neutral axis is not effective except as a device to develop the reinforcement steel embedded in it. In case reinforcement steel embedded in the concrete is not used in computing the section, shear connectors need not be provided in these portions of the spans."

Thus, the utilization of the slab reinforcement to develop composite action over the supports is clearly permitted.

The principal reason for omitting the shear connectors in the negative moment region was the lack of information concerning the fatigue strength of the steel beams over supports. Studies of the effect of stud shear connectors, the most popular connector in the United States, on fatigue strength of the flange of a steel beam were completed recently at the University of Illinois[2]). The results showed significant reduction of the fatigue strength resulting from the attachment of the studs and, at the same time, furnished the designer with factual basis for consideration of fatigue in the negative moment regions. This writer agrees with Dr. KERENSKY that the principal reasons for the simplicity of American designs are the high cost of office, shop, and field labor, and the demand for speed in the design and construction. The latter reason has been particularly important in recent years because of the tremendous increase in the volume of bridge building associated with the construction of the interstate network of freeways. On the other hand, standardization to permit mass production of steel elevated freeways cannot be considered at present as among the principal influences in this trend toward simplicity.

A recent development that will lead to further simplification of the field work may be of interest in this discussion: the use of unpainted steel. Certain high-strength low-alloy structural steels, such as the Mayari-R steel produced by Bethlehem Steel Corporation, develop a closely-grained and tightly-adherent oxide coating when subjected to ordinary atmospheric exposure. The coating acts as a barrier to moisture and oxygen, and effectively prevents further corrosion of the steel. This "weathering" unpainted steel has been used recently in a number of architectural applications on the exterior of buildings, and it is now being introduced into the bridge field. The Michigan State Highway Department has under construction three bridges that will rely on the oxide coating for protection against deterioration.

Summary

The author answers questions put by Dr. KERENSKY regarding shear connectors in the negative moment region and simplicity of elevated structures.

---

[2]) K. A. SELBY, J. E. STALLMEYER, W. H. MUNSE: "Fatigue Tests of Plates and Beams with Stud Shear Connectors". Civil Engineering Studies, University of Illinois, 1963.

Résumé

L'auteur répond aux questions de M. KERENSKY concernant les goujons de liaison dans les régions à dalle tendue et la simplicité de la construction des viaducs urbains.

Zusammenfassung

Der Verfasser beantwortet Fragen von O. A. KERENSKY, die sich auf die Bolzenverdübelung in Zonen mit gezogener Betonplatte und auf die Einfachheit in der Konstruktion von Hochstraßen beziehen.

IIIc1

Einige Gesichtspunkte der Vorspannung von Stahlbrücken[1])

Some Aspects of Prestressing in Steel Bridges

Quelques aspects de la précontrainte des ports métalliques

H. BEER

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

Die Vorspannung von Stahlbrücken hat vier verschiedene Aufgaben zu erfüllen:

1. Verstärkung bestehender Brücken.
2. Anordnung von hochfesten Vorspanngliedern bei Neubauten zur Erzielung einer günstigen Spannungsverteilung im Bauwerk.
3. Einleitung eines Eigenspannungszustandes in die statisch unbestimmte Konstruktion durch Stützenverschiebungen mit hydraulischen Pressen.
4. Vorspannung von Seilkonstruktionen (Hängesystemen) zur Stabilisierung und Verhinderung des Schlaffwerdens von Seilen.

Zu den einzelnen Punkten ist folgendes zu bemerken:

1. Verstärkung bestehender Brücken

Sie wird in der Regel mit einer Vorspannung so kombiniert, daß ein Teil oder das gesamte Eigengewicht der Brücke durch Verstärkungsglieder — die auch aus gewöhnlichem Baustahl sein können — übernommen wird. Für die Verkehrslast tritt sodann das neue Gesamtsystem in Aktion. In diesem Zusammenhang müssen sowohl der Spannungs- und Formänderungszustand unter Gebrauchslast als auch die Tragsicherheit untersucht werden, wobei bei häufigem Lastwechsel auch noch Fragen der Materialermüdung zu behandeln sind. Schließlich ist noch die Sicherheit gegen Instabilwerden des Gesamtsystems und einzelner Bauglieder zu ermitteln, wobei auch die baupraktisch unvermeidlichen Imperfektionen zu berücksichtigen sind.

2. Anordnung von hochfesten Spanngliedern bei Neubauten

Diese Methode gestattet die Aufbringung eines Eigenspannungszustandes im Bauwerk vom entgegengesetzten Vorzeichen des Lastspannungszustandes. Man wird vor allem gezogenen Konstruktionsgliedern eine Druckvorspannung erteilen (Fig. 1), deren Höhe in der Regel durch die Knick- beziehungsweise

---

[1]) Teil des am Kongreß vorgetragenen Generalberichtes.

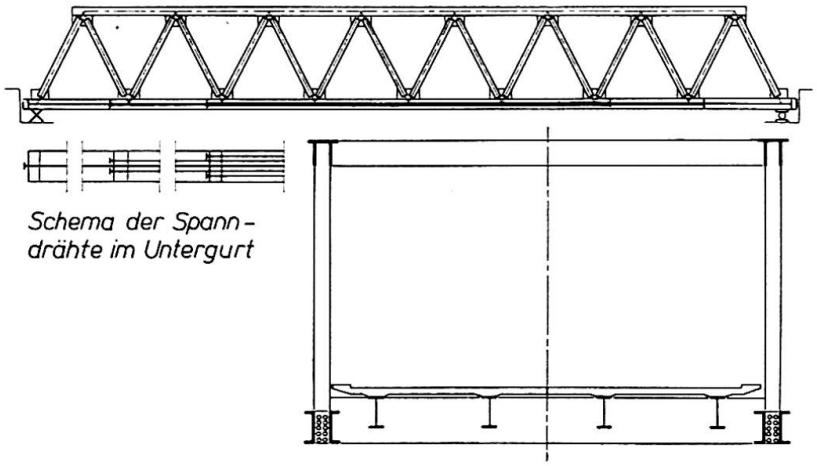

Fig. 1.

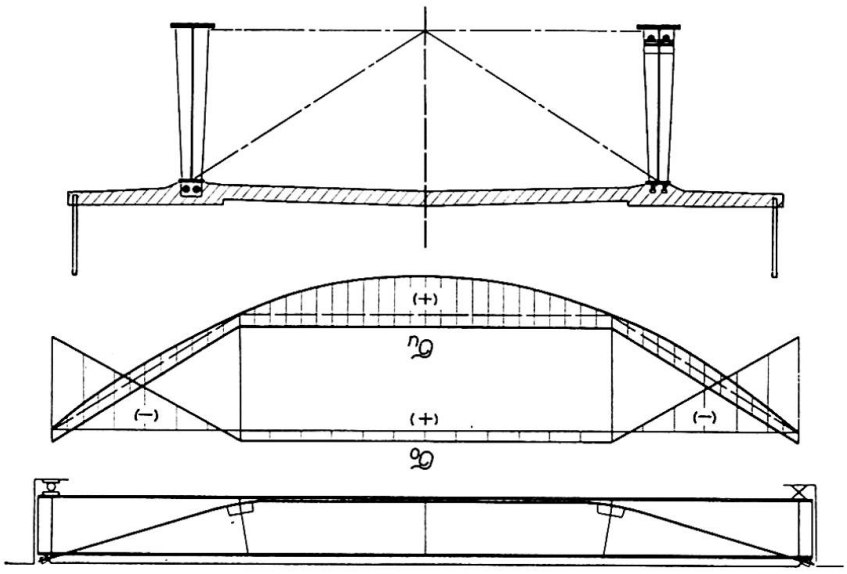

Fig. 2.

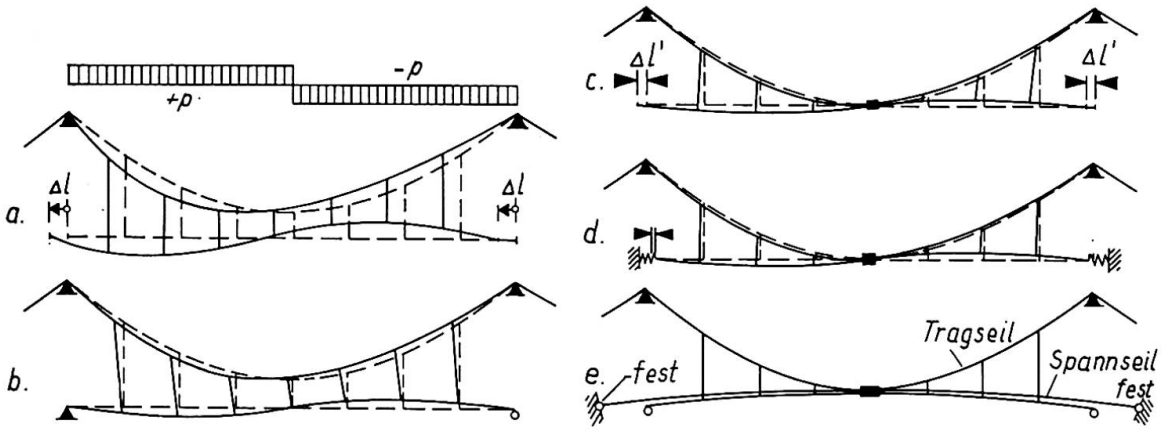

Fig. 3.

Kippsicherheit des Baugliedes begrenzt ist. Diese Sicherheit braucht unter Berücksichtigung aller Imperfektionen nur wenig größer als 1 zu sein, da dieser Spannungszustand schon durch das Eigengewicht abgebaut wird.

Während bei der Vorspannung von Fachwerkstäben in statisch bestimm-

ten Systemen in erster Linie der betreffende Stabzug (zum Beispiel Untergurt) die Vorspannung erhält und im übrigen System nur Spannungen sekundärer Natur infolge der Biegesteifigkeit der Knotenverbindungen und der Stäbe auftreten, ist bei der in Fig. 2 gezeigten Vorspannung mit polygonal geknickter Kabelführung das ganze System in einen Eigenspannungszustand versetzt, der sich dem Lastspannungszustand überlagert. Die Größe der Vorspannung kann so gewählt werden, daß der größte Teil der ständigen Last vom Vorspannkabel allein aufgenommen und die Nutzlast sodann durch das kombinierte System getragen wird. Auf diese Weise können sowohl einfache Balken als auch Durchlaufträger und Rahmensysteme wirtschaftlich vorgespannt werden.

Neben dem Spannungsnachweis im Vorspannzustand und unter maximaler Gebrauchslast ist bei vorgespannten Systemen auch ein Tragsicherheitsnachweis zu führen. Eine Dimensionierung nur unter Berücksichtigung der Tragsicherheit halte ich nicht für ausreichend, da die Kenntnis des Spannungs- und Formänderungszustandes unter Gebrauchslast unbedingt notwendig ist, um zu einer abschließenden Beurteilung der Brauchbarkeit des Bauwerkes zu kommen. Es ist besonders bei vorgespannten Systemen fraglich, ob die plastische Reserve im Tragwerk ausgenützt werden kann. Auch dem Stabilitätsnachweis kommt hier große Bedeutung zu. Die Wirksamkeit einer Vorspannung steht daher, trotzdem diese auf den Grenzzustand keinen unmittelbaren Einfluß hat, weil sich die Eigenspannungszustände infolge Plastizierung vor dem Zusammenbruch im allgemeinen ausgleichen, einwandfrei fest. Außerdem kann sich fallweise bei Plastizierung der Stahlkonstruktion noch ein nur aus Vorspannkabeln bestehendes tragfähiges System (Hängesystem) ausbilden, welches in der Lage ist, den Zusammenbruch zu verzögern, eine Tatsache, die bei der Festsetzung des Sicherheitskoeffizienten zu berücksichtigen ist.

3. *Einleitung eines Eigenspannungszustandes durch Auflagerverschiebungen*

Dieser Art der Vorspannung kommt bei schiefen Brücken eine besondere Bedeutung zu, um entweder negative Auflagerdrücke ganz auszuschalten oder auf ein gewünschtes Maß zu reduzieren. Zur Verkleinerung von unerwünscht hohen Zugspannungen in der Stahlbetonfahrbahnplatte sowie zum Momentenausgleich im elastischen Bereich kann das Anheben beziehungsweise Absenken der Lager ebenfalls mit Vorteil angewandt werden. Ähnliche Betrachtungen lassen sich auch für Rahmen- und Bogentragwerke anstellen.

4. *Vorspannung von Seilkonstruktionen*

Für die Vorspannung von aus Seilen aufgebauten Systemen hat Iljasevitsch interessante Beispiele gebracht. Sie dient dazu, um die Wirksamkeit der Seilkonstruktionen unter maximaler Belastung zu gewährleisten (Verhin-

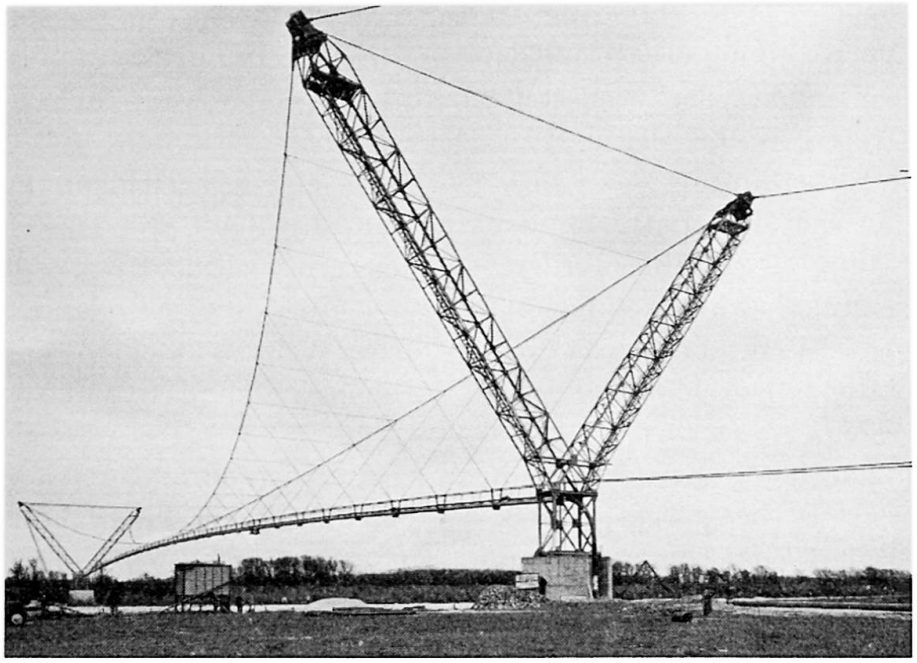

Fig. 4.

derung des Schlaffwerdens von Seilen) und um eine ausreichende Stabilität des Systems gegen aerodynamisch erregte Schwingungen zu erzielen. Fig. 3 zeigt die Stabilisierung eines Hängesystems durch Anordnung eines zusätzlichen Spannseiles, das mit dem Tragseil durch einen Mittelknoten fest verbunden ist. In Fig. 4 ist ein vom Verfasser gemeinsam mit der Firma Waagner-Biró AG entwickeltes System für eine Rohrbrücke dargestellt, das auch eine hohe aerodynamische Stabilität aufweist.

Besondere Beachtung verdient die *Tragsicherheit* von vorgespannten Systemen. SHU TIEN LI hat in seiner Arbeit gezeigt, daß die Ausnützung der zulässigen Spannungen für den Baustahl und den Vorspannstahl zu einer Herabsetzung der Sicherheit gegenüber den für nicht vorgespannte Konstruktionen gültigen Werten führen kann. Allerdings ist hier auch die Wahrscheinlichkeit der Abweichung der Spannungen von den Rechnungswerten maßgebend, die eng mit der Ursache ihres Auftretens in Zusammenhang steht. Man kommt dem Ziel einer kohärenten Bauwerkssicherheit näher, wenn man die spannungserzeugenden Faktoren mit Unsicherheitskoeffizienten versieht. Hierbei hat der Unsicherheitskoeffizient der Vorspannung sowohl die Ungenauigkeit ihrer Aufbringung als auch den Vorspannverlust infolge bleibender Verschiebungen der Anker- und Stützpunkte sowie Kriechen des Vorspannstahles zu berücksichtigen. Wie ILJASEVITSCH gezeigt hat, ist mit einem 5 bis 10%igen Vorspannverlust infolge Nachgiebigkeit der Verankerung und Kriechen des Vorspannstahls zu rechnen.

Die mit diesem Verfahren erhaltenen Spannungswerte werden dann jenen gegenübergestellt, die ein Unbrauchbarwerden des Bauwerkes bedingen, wobei auch die festigkeitsvermindernden Faktoren durch Unsicherheitskoeffizienten berücksichtigt werden müssen. Man wird zur erschöpfenden Beant-

wortung der Frage der Bauwerkssicherheit zwei Berechnungen durchzuführen haben. Die eine beschäftigt sich mit dem Spannungszustand an der Grenze des elastischen Bereiches, während die zweite jenen Grenzzustand untersucht, bei dem im Baustahl und gegebenenfalls auch im Spannstahl die Fließgrenze an so vielen Stellen erreicht wird, daß ein Mechanismus entsteht. Hat der Vorspannstahl keine ausgeprägte Fließgrenze, was meist der Fall ist, so wird man je nach der Form des Spannungs-Dehnungs-Diagrammes jene Spannung als maßgebend ansehen, die eine bestimmte bleibende Verformung hervorruft. Hierbei ist noch offen, ob man die 0,2-Dehngrenze nimmt oder eine andere Festlegung trifft. Je nach der Art der Vorspannung und der Wahl der Querschnittsverhältnisse sowie nach der Art der Belastung wird man die Spannung im Vorspannstahl mehr oder weniger ausnützen können. Eine allgemein gültige Regel läßt sich hier nicht geben.

Die Wirtschaftlichkeit einer vorgespannten Stahlkonstruktion kann nicht allein aus dem Vergleich der Gewichte, unter Berücksichtigung der Materialpreise, mit jenen einer nicht vorgespannten Konstruktion beurteilt werden. Man wird hierbei auch den konstruktiven Aufwand für die Einleitung der Vorspannung in die Stahlkonstruktion ebenso berücksichtigen wie die Kosten der Aufbringung der Vorspannkraft im Werk beziehungsweise an der Baustelle.

Zusammenfassung

Der Diskussionsbeitrag geht kurz auf die Aufgaben der Vorspannung und die Wege zu deren Lösung ein. Die Vorspannung einzelner Konstruktionsglieder und ganzer Systeme sowie von Seilkonstruktionen wird kurz besprochen. Schließlich behandelt der Verfasser noch Probleme der Tragsicherheit von vorgespannten Konstruktionen.

Summary

The paper presents a short review of the problems of prestressing and of possible means for their solution. The prestressing of single members and of structural systems, as well as of wire rope structures, are briefly discussed. Finally, the author deals with questions of safety and the limit design of prestressed structures.

Résumé

L'auteur décrit brièvement divers modes d'utilisation de la précontrainte. Il discute la mise en précontrainte d'éléments d'ouvrages, d'ouvrages entiers et de systèmes formés de câbles. Pour terminer, il examine certains aspects de la sécurité et de la résistance à la ruine des constructions précontraintes.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIc2

Prestressed Steel Girders

Poutres métalliques précontraintes

Vorgespannte Stahlträger

F. H. NEEDHAM
London

It is gratifying to learn that interest in prestressing of steel structures has been aroused in countries as diverse as U.S.A., U.S.S.R., Japan and France.

In Great Britain work on the subject, by Professor MAGNEL of Belgium, was published first in 1950. Subsequently, publications by R. A. SEFTON JENKINS in 1954 and FELIX J. SAMUELY in 1955, described the use of prestressed steel in lattice roof structures. These structures are at present in use.

Fig. 1. 1st Full Scale Test. View of Girders at Failure.

Photograph by courtesy of Appleby-Frodingham Steel Co. (Branch of the United Steel Companies Ltd.)

However, until recently, little interest in this form of construction has been apparent. Apart from remedial work on existing structures, notably the strengthening of railway bridges by British Railways, the prestressing of steel by the pre-tensioning of high tensile steel tendons has not been used as a viable alternative to more conventional structural forms.

Two years ago, my sponsoring organisation, The British Iron and Steel Research Association, which is the central co-operative research body of the British Iron and Steelmaking Industry, decided to investigate again the economical potential of prestressed steelwork. The aim was to make steel construction more economic, and with other current investigations on high strength steels and corrosion techniques, to combat the competition from other structural materials such as prestressed concrete, which has made such great progress in Britain in recent years.

It was first confirmed analytically that savings in weight of steel girders were possible, and since the cost of the mild steel saved would exceed the cost of the prestressing system, savings of cost should result.

We were planning a series of model tests when it was learnt that a leading firm of consulting engineers, Messrs. FREDK. S. SNOW and Partners, were considering recommending prestressed steel construction for the girders of a major highway flyover. The reasons which prompted this proposal were firstly that the structure had to be erected over a heavily trafficked road, which could not be obstructed for long periods, secondly that the dead load

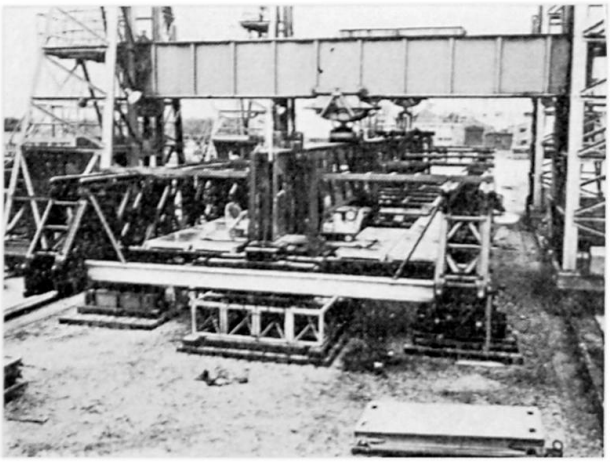

Fig. 2. 2nd Full Scale Test. View of test rig and test girder.

Photograph by courtesy of M.E.X.E.

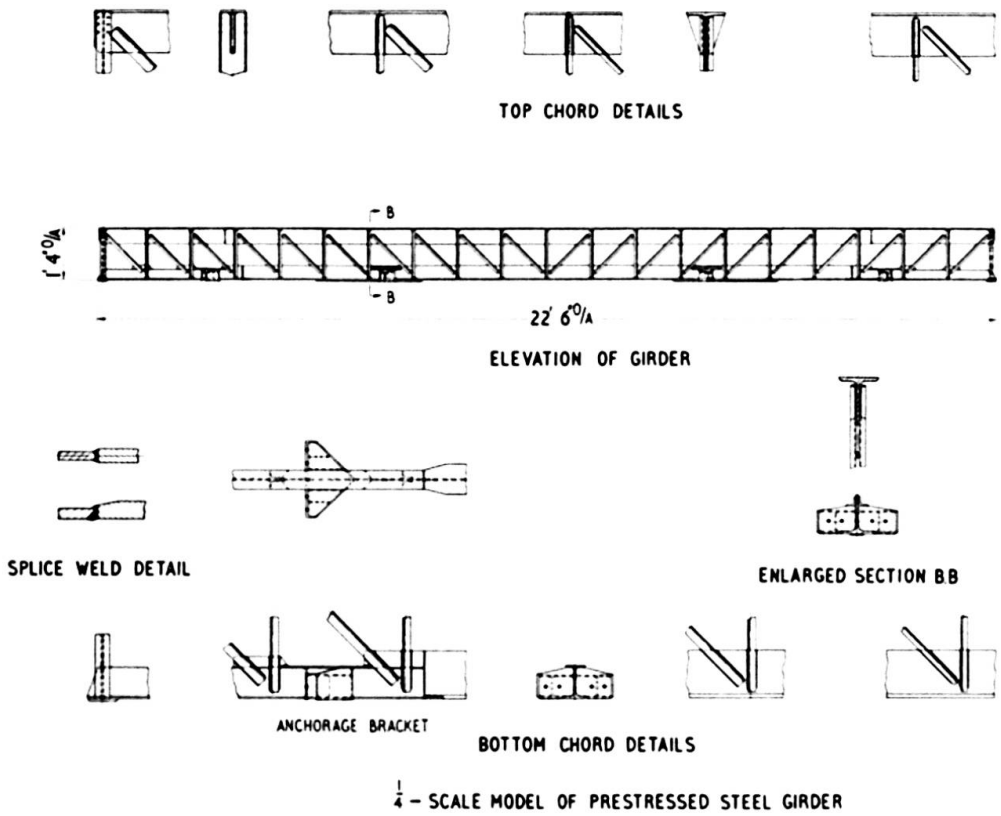

Fig. 3. ¼-scale model lattice girder.

of the steel structure would be only a quarter of that for a prestressed concrete structure, thus saving on foundation work, and thirdly the estimated cost of this form of construction was no greater than the equivalent prestressed concrete flyover. However, they were inhibited from recommending this design by the lack of any precedant in Great Britain, and desired to have

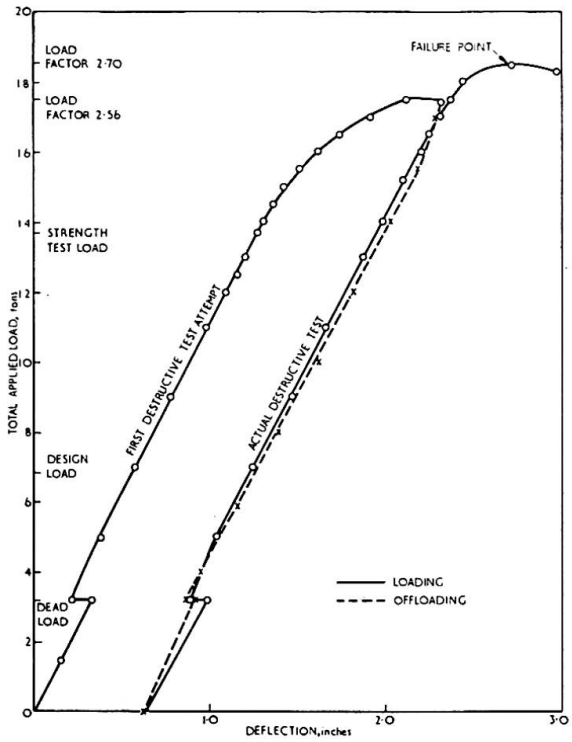

Fig. 4. Load/Deflection relationship of model lattice girder.

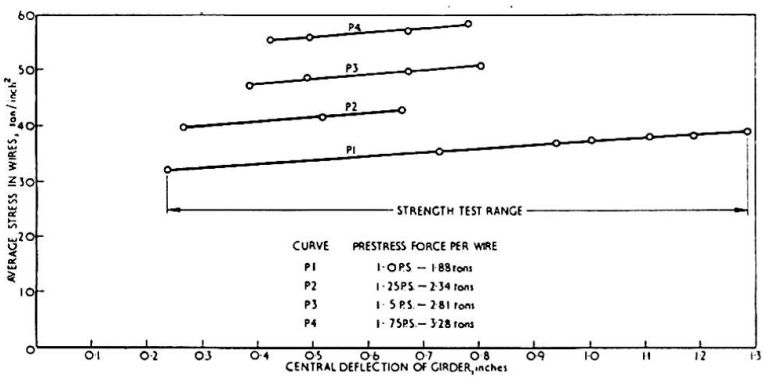

Fig. 5. Prestressing bar forces of model lattice girder.

proving tests carried out. After joint consultation with the client, B.I.S.R.A. undertook to finance and organise a full scale test of the girders in question. These were mild steel welded lattice girders of 90 feet span, 5′—3″ deep (27 m × 1.5 m) each prestressed at bottom chord level by 4 no. $1^1/_8$″ (2.86 cm) dia. Macalloy bars.

The test was conducted in accordance with the loading requirements, for structures of unusual design, specified in Appendix A of British Standard 449, the Use of Structural Steel in Buildings. The girders were required to

pass two loading tests in which static loads were applied for a period of 24 hours. The first, a Stiffness Test, required that the structure should not deflect excessively under the application of dead load + 1.5 times live load and that the recovery on release of the sustained load should exceed 80% of the maximum deflection. The second, a Strength Test, required the structure to withstand twice dead load + twice live load with no part completely failing and with a recovery on release of not less than 20% of the maximum deflection. In simpler terms, an ultimate load factor of at least 2.0 was required.

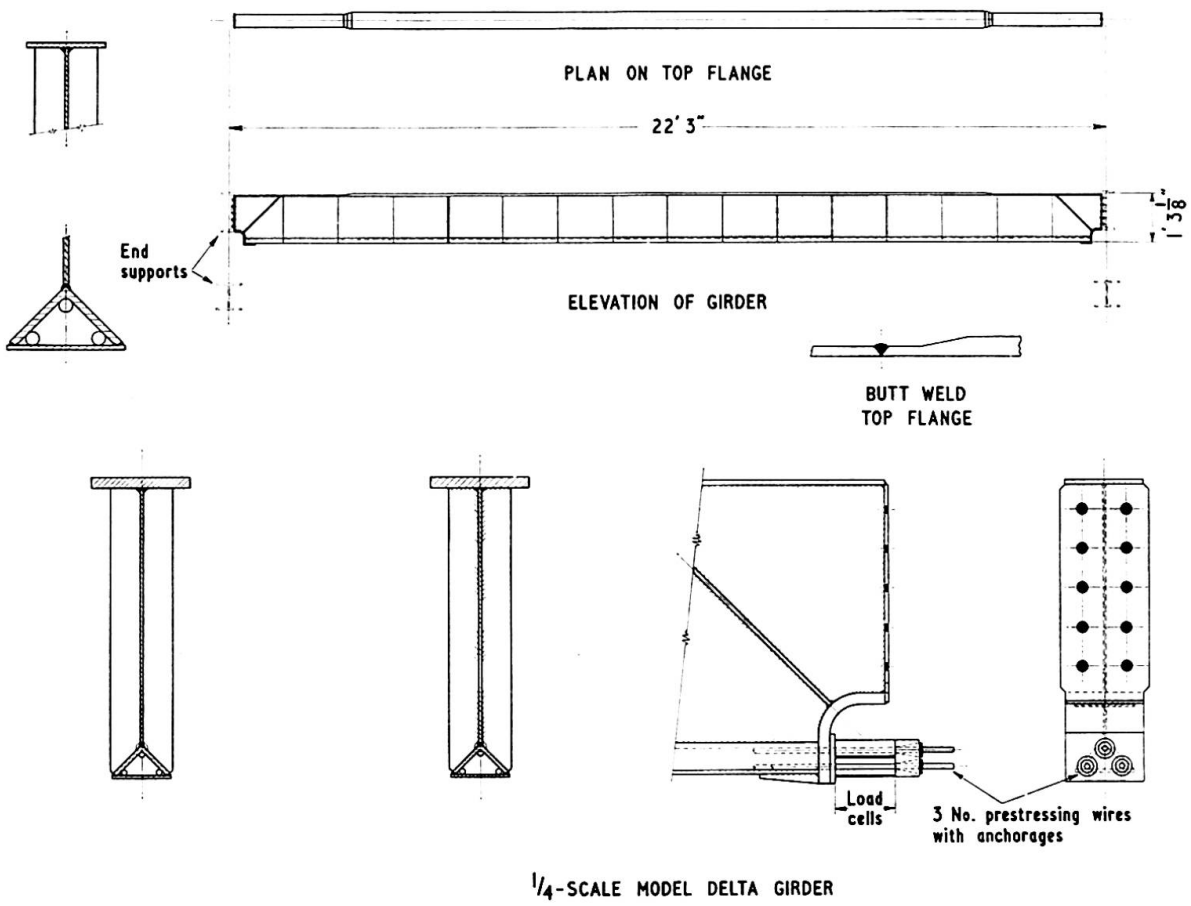

Fig. 6. ¼-Scale model delta girder.

The B. S. 449 test was adopted in default of any corresponding test being specified in the British Standard 153, Steel Girder Bridges. The girders had been designed in accordance with the provisions, where appropriate, of this latter standard which implies, by virtue of the magnitude of the working stresses laid down, a load factor of about 1.7. In the first instance the stiffness test of the Appendix A test was successfully passed but in the strength test failure took place at a load factor of 1.92, the bottom mild steel chord failing in tension. A second full scale test was authorised and was carried out at the Military Engineering Experimental Establishment. The girder tested was

of a modified design, in the light of previous experience. In this case only one girder was tested, instead of a braced pair as previously, and lateral restraints, incorporating rollers to permit vertical deflection, were provided at 5 points along the 90 ft. span. In this second test, again the stiffness test was successfully passed but in the ultimate condition the spacing of the lateral restraints proved too large and failure took place by lateral buckling of the top chord at a load factor of 1.97. In practice, full lateral restraint to the top chord would be provided by the concrete deck slab, which the girders will support. After due consideration the governing authority accepted the results of these two tests as demonstrating the structural soundness of the design.

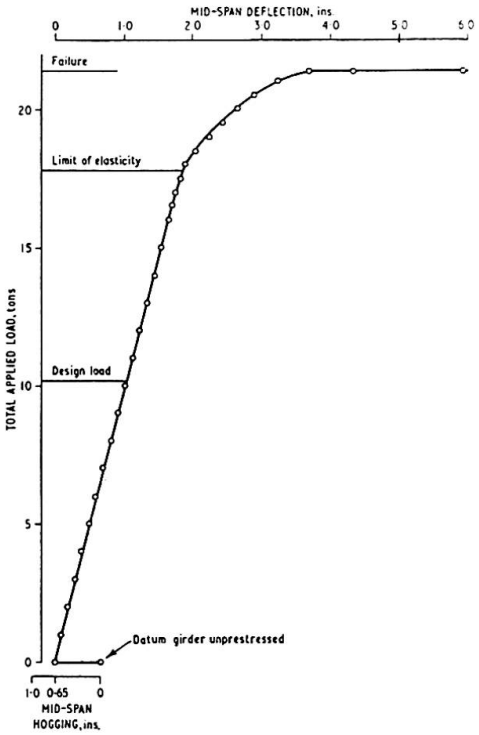

Fig. 7. Load/Deflection relationship of model delta girder.

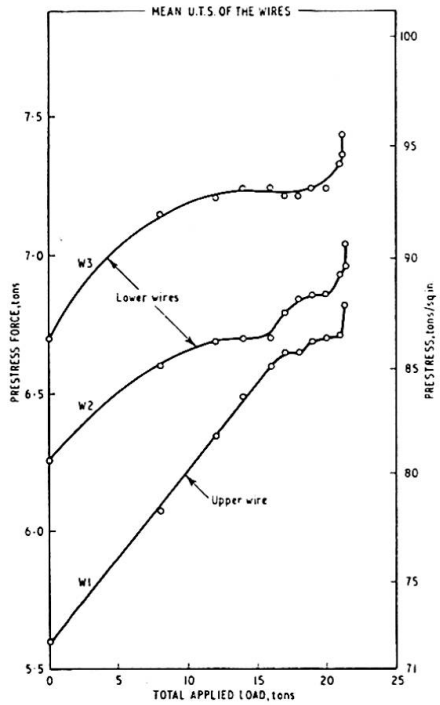

Fig. 8. Prestressing bar forces of model delta girder.

Whilst therefore having achieved the desired end, it was decided that this particular design had more information to yield and hence we constructed a quarter scale model which could be laboratory tested, under conditions of greater control than were possible in the open. The strain gauge system used on the second full scale test proved unreliable due to foul weather throughout the tests. The laboratory test however enabled a full range of strain gauge readings to be taken. In the event the model proved wholly satisfactory and ultimate failure did not take place until a load factor of 2.7 had been reached. This high figure is partly due, of course, to the higher yield stress usually shown by very thin sections, coupled with a degree of work hardening during

testing, but the margin is sufficiently wide to assert that the girder complied fully with the design requirements.

We have subsequently fabricated and tested a novel design of prestressed welded plate girder. This is a B.I.S.R.A. design and incorporates a hollow bottom flange built up of a rolled steel angle and plate, which contains three prestressing wires. The wires are thus protected from accidental damage and corrosion. The top flange is a normal plate of cross sectional area some 2.3 times that of the compound bottom flange. Subsequently we propose to test a further girder, acting compositely with a concrete deck. The particular advantage of studying plate girders, vis a vis lattice girders, lies in the fact that when treating the girder as a whole, prestressing of the lower flange, in addition to creating initial compressive stress in that flange, also induces a tensile stress in the upper flange, albeit much smaller. This is not apparent in a lattice girder design if, as is usual, the average stresses across the individual chords are calculated, for design purposes.

Appended are photographs and figures depicting our early full scale tests and the model lattice and plate girders, together with comparisons of properties and behaviour.

Property	Model lattice girder	Model plate girder
Span	22′ 3″	22′ 3″
Depth	1′ 3¾″	1′ 3⅛″
Weight	398 lbs.	393 lbs.
Area of prestressing steel	0.239 sq. ins.	0.234 sq. ins.
Initial prestressing force	7.52 tons	17.6 tons
Moment of inertia	208 ins.^{4}	184 ins.^{4}
Design bending moment	234 tons-ins.	353 tons-ins.
Corresponding ¼ pt. loads	3.5 tons	5.1 tons
Ultimate moment of resistance	630 tons-ins. (load factor 2.7)	720 tons-ins. (load factor 2.04)
Corresponding ¼ pt. loads	9.45 tons	10.7 tons

Fig. 9. Comparisons of model girder properties.

In the course of the work described, much of the philosophy of steelwork design and prestressing has had to be re-examined. Fundamentally, what is being attempted is the replacement of a certain quantity of low strength/cost steel by a significantly smaller quantity of high strength/cost steel, thus affecting overall economy. It is clear that as and when really high strength steels, of weldable quality, manufactured in plate form, become available at a reasonable cost, prestressing may not have a great part to play. However, in the meantime, the technique is worth pursuing.

Regarding design, it has been argued that prestressing does not increase the ultimate moment of resistance of a girder. This is true when one compares

girders embodying a certain proportion of high strength steel, in one case prestressed and in the other not so. If tested to destruction, the mild steel in the latter girder would reach yield stress at an early stage and the girder would deform, thereby increasing the stress in the high tensile element. Not until both elements depart from elasticity will ultimate failure take place. In the former case, by prestressing, the onset of yielding in the mild steel is postponed, and deformation up to full plasticity is reduced. In short, prestressing is necessary to limit stresses under working load and to enable the high strength steel to carry its due proportion of load under working conditions.

It is worth noting that loss of prestress in steel structures is much less than in prestressed concrete, the losses being wholly confined to creep in the high tensile steel, and perhaps slip in the anchorages.

It has also been argued that prestressing, by increasing the range of stress through which the mild steel tension flange will pass under the application of load, achieves increase in strength at the expense of the factor of safety. As has been pointed out in the paper of SHU-TIEN LI for a comparable factor of safety to be achieved, mild steel tensile stresses under working loads have to be limited to less than the permissible tensile stress laid down by codes of practice for the design of normal girders. This calls in question whether the principle of limiting working stresses is approriate for prestressed girders, and whether one ought not to design against ultimate conditions. It can be postulated that in elastic design maximum stresses are limited to some arbitrary figure and that the load at which failure takes place is of less importance. In ultimate load methods, a load factor is applied to the collapse load and stresses under working conditions are regarded as of academic interest only. The choice of design philosophy in prestressed steelwork is complicated by the fact that the prestressing force cannot be regarded as constant in the way that it is in prestressed concrete. For instance, in the case of our model lattice girder an increase in prestressing force of some 25% was recorded at ultimate load.

It would appear logical that in an elastic design both the top and bottom mild steel flanges, as well as the prestressing element, should reach working stresses at the same applied bending moment, and the relative increase in effective prestress should be allowed for, being calculated on the basis of anticipated deflections. Similarly, in ultimate load methods it would seem logical for both mild steel flanges and the prestressing tendons to reach ultimate load at the same applied bending moment. Two complications however arise; firstly the initial prestressing force required for the ultimate load case is higher than that required in elastic design. Secondly, in the ultimate load case, the stresses present in the prestressing tendons under *working load* would be higher than normally allowed in prestressed concrete. Is this acceptable? I do not know the answer, I merely put the question.

It follows therefore that upon the design philosophy adopted depends the choice of the ratio of the compression and tension flange areas and the initial prestressing force. In making comparisons with conventional girders, it is essential to compare similar girders designed on the same basis, and thus to compare like with like. If this is not done, for instance comparing a plastically designed conventional girder with an elastically designed prestressed girder, misleading conclusions will be drawn.

Referring again to the matter of the increase in effective prestressing force, depending upon the proportions of the particular girder considered, it should be noted that this increase tends further to strengthen a girder during the application of load. Hence one can anticipate higher ultimate load figures than an analysis assuming a constant prestressing force would indicate. However, this brings in its train a further difficulty. In structures carrying dynamic loading, particularly where dead load is low, the prestressing elements will be subjected to stress cycles, which will be larger than those experienced in tendons in prestressed concrete, but not as large as those experienced by the mild steel, since the tendons are not bonded to it. Consequently, fatigue in the tendons must be considered, and it does appear that a cable or rod anchorage which is not fatigue sensitive has yet to be developed.

These, therefore, are some of the difficulties that we face. None of these problems is insoluble but it will take time before satisfactory solutions can be found to all of them.

Summary

A series of two full scale tests on 90 ft span lattice girders is described and also two tests on $\frac{1}{4}$ scale lattice and plate girders. The girders were all prestressed at bottom chord level. The philosophy of prestressing steel is examined and differences between elastic and ultimate load methods on design properties highlighted. Future work and remaining problems are outlined.

Résumé

L'auteur décrit deux essais échelle grandeur effectués sur des poutres à treillis de 27 m (90 ft) de portée ainsi que deux essais sur des poutres à treillis et à âme pleine à l'échelle 1 : 4. Toutes les poutres étaient précontraintes au niveau de la membrure inférieure. On examine toutes les implications que comporte le principe de la précontrainte de l'acier et l'on fait ressortir les différences des méthodes élastiques et du calcul en plasticité en ce qui concerne les caractéristiques de l'étude. On esquisse enfin les travaux futurs et les problèmes qui subsistent.

Zusammenfassung

Es werden zwei Großversuche mit Fachwerkbalken von 27 m (90 ft) Spannweite in natürlicher Größe beschrieben sowie zwei Versuche mit Fachwerk- und Vollwandträgern im Maßstab 1 : 4. Alle Träger wurden am Untergurt mit dünnen Stahldrähten vorgespannt. Die Probleme im Zusammenhang mit der Vorspannung von Stahlkonstruktionen werden dabei untersucht und die Unterschiede zwischen der klassischen und der Traglastmethode in bezug auf Entwurf und Berechnung erwähnt. Zukünftige Arbeiten und noch nicht abgeklärte Probleme werden angedeutet.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIc3

Prestressing Steel Girder Bridges

La précontrainte des ponts à poutres métalliques

Vorspannung von Stahlfachwerkbrücken

P. K. MUKHERJEE
India

The technique of prestressing steel girder bridges and structures is of recent origin and has attracted the attention of many structural engineers. There are two purposes for which this technique is utilised in steel girder bridges, viz., 1. for strengthening existing bridges to enable them to carry loads that are havier than the design loads, and 2. for the design of new bridges by prestressing the members and thereby effecting economy. Both these aspects have been covered in the papers presented to the Association. The strengthening of existing railway bridges is, in my opinion deserving of serious consideration in many countries on account of the increase in present-day loads and speeds as compared with the design loads. Unfortunately, not much experimental evidence of the results of prestressing, especially on the durability of prestressing in the case of riveted structures, is yet available. For instance, it would be interesting to know whether:

1. The actual stresses developed in the structure agree with the calculated stresses.
2. Any records have been kept which would make it possible to determine the effect of vibrations and the loss of prestress due to slip at rivets, creep etc., in course of time.
3. Any records have been kept of the increase in camber due to prestressing and the loss of camber in course of time, especially in railway bridges which are subjected to heavy vibrations.

Just as a loaded bridge girder develops secondary stresses due to restraining action at the joints, an important consequence of prestressing would be that the initial prestressing would develop secondary stresses in the chord and web members, having an opposite sign to that which would occur under normal loads. Therefore, an important advantage of prestressing would be the elimination, or reduction, of secondary stresses. According to the British and American codes of practice the secondary stresses need not be considered if the ratio of depth to length of members is kept within certain limits. In the B.S. Specification it is 1/12 for chord members and 1/24 for web members, and in the AREA

Specification it is 1/10. In the case of heavily loaded girders, for instance, the girders in bridges carrying double or multiple tracks, the members are sufficiently rigid and the limiting ratio of depth/length cannot always be maintained, with the result that the secondary stresses are bound to the appreciable. For instance, in the open-web girders of the deck type supported at the top chord level, as used in the double track, 150 ft. spans, for the new Yamuna Bridge at Delhi (India), the length/depth ratio is as much as about 7,5. If in such cases the limits mentioned above had to be maintained, the depth would have to be reduced. The value of l/r for compression members would increase even more, thereby reducing the permissible axial stress. Unter such conditions, according to the British Code, the girders have to be designed taking into consideration the secondary stresses. Here, prestressing will have a distinct advantage in reducing the secondary stresses and reducing the areas of members, required for direct stresses under service loads, so that the effect of secondary stresses can be ignored and higher axial stress permitted in compression. It would be interesting to know whether this effect of structural prestressing on the secondary stresses has been studied.

While dealing with secondary stresses, it may interest the members to know that on the Indian Railways, a method to eliminate secondary stresses by pre-deforming the girders was developed and is now a standard practice. Briefly, the method is as follows:

1. The change in length of each member under full service load is calculated, and to ensure that the length of the floor system of a span shall be constructed to its nominal dimensions, i. e., to avoid changes in lengths of floor and the bracing system between the chords which carry the floor system, a further change in length is applied in the length of all members equal to

$$\frac{\text{change in length of loaded chord}}{\text{length of loaded chord}} \times \text{length of member}$$

   In through spans, this change will be an increase while in the case of deck spans a decrease in the lengths of all members.
2. The actual manufactured lengths of members are the nominal lengths altered as above.
3. The positions and directions of gauge lines of all connection holes in the main gussets and also those in chord joints and the machining of ends are according to the nominal dimensions.
4. The bottom chord is first laid on camber jacks and the required camber is given.
5. The web members are then fitted to the bottom chord and the top chord is also placed in position. The holes at the top end of web members and the top chord joints will obviously not correspond.

6. The members are strained into position and riveted up with the permanent gussets.

This method of pre-deforming the girders was developed during the design of the Wellingdon Bridge near Calcutta (span 350 ft.) in 1930. The method although apparently elaborate, is not difficult to apply in practice and does not entail any appreciable cost. Subsequently, tests were conducted by Dr. NICOLS, on the girders of the Nerbudda Bridge (span 282 ft.) to determine the efficiency of the method. A full report of the tests appears in the Proceedings of the Institution of Civil Engineers, London (1937), in Paper No. 507 "Prestressing Bridge Girders". Tests were also conducted on the girders of a small span (150 ft.) Wunna Bridge for the same purpose. In the new girders for the combined rail-road bridges across the Ganga and the Brahmaputra, spans 400 ft., designed by Messrs. FREEMAN, FOX and Partners of the U.K., the effect of pre-deformation was taken into consideration. These girders were erected by the cantilever method and as the method of pre-deforming, given above, could not be followed, it was a matter of doubt as to whether the required pre-deformation could be achieved. Elaborate tests were recently conducted on the Brahmaputra Bridge also to determine the secondary stresses during erection. It was found that pre-deformation could be achieved only to the extent of about 30% in the case of the girders of the Brahmaputra bridge erected by the cantilever method and of 40% in the other two girders erected on camber jacks. The full theoretical pre-deformation obviously could not be achieved which could be attributed to tolerances in manufacture and fabrication. In the girders of the Brahmaputra bridge the members were of high-tensile steel and consequently were sufficiently slender, so that secondary stresses were not of much consequence. The Nerbudda and Wunna bridge girders were of mild steel and deformation stresses in some members were as high as 50% of the primary stresses, and at one or two points they were even higher.

Hence, the elimination of secondary stresses may be necessary and desirable under certain circumstances and this can be done either by pre-deforming the girder by the method given in the Indian Railway Code of Practice for Steel Bridges or by prestressing the girders by the methods recently developed.

Summary

The report points out an important advantage of the prestressing of open web girders in eliminating secondary stress and thereby, in some cases, permitting higher axial stresses in compression. An alternative method of reducing secondary stresses by pre-deforming the girders, as adopted in Indian Railways, is mentioned, and the respective tests are described.

Résumé

Cette communication met en évidence le considérable intérêt qui s'attache à la précontrainte des poutres à treillis du fait de l'élimination des contraintes secondaires et, par voie de conséquence, de l'accroissement parfois possible des contraintes axiales de compression. On se réfère également à un autre moyen permettant de réduire les contraintes secondaires et qui consiste à réaliser une déformation préalable des poutres, solution que les Chemins de fer de l'Inde ont adoptée. Les essais correspondants sont décrits.

Zusammenfassung

Der Bericht behandelt einen wichtigen Vorteil der Vorspannung von Stahlfachwerkträgern: Die Möglichkeit der Ausschaltung von Nebenspannungen, womit in einigen Fällen eine bessere Materialausnützung erreicht werden kann. Eine Methode zur Verringerung der Nebenspannungen durch Vorkrümmung der Träger, wie sie bei den Indischen Staatsbahnen im Gebrauch ist, wird zusammen mit zugehörigen Versuchen beschrieben.

IIId1

Elektronische Berechnung von Brücken mit orthotroper Fahrbahnplatte

Design of Bridges with Orthotropic Decks by Means of Computers

Le calcul par ordinateur des ponts a platelage orthotrope

PETER KLEMENT
Dr. techn., Wien

Aus den Beiträgen über Programmierung im Vorbericht ist zu erkennen, daß die meisten Rechenzentren ihr Hauptaugenmerk auf die Erfassung allgemeiner statischer Systeme (z. B. Stockwerkrahmen, hochgradig statisch unbestimmte Systeme, Fachwerke) richten. Für die Erstellung von Programmen im Rahmen eines Rechenzentrums eines Stahlbauunternehmens erscheinen mir jedoch zusätzlich andere Programme wichtig. Bei der Bearbeitung von Entwürfen soll es möglich sein, in kürzester Zeit verschiedene Varianten vollständig durchzurechnen. Es sind daher spezielle Programme für verschiedene gebräuchliche Tragwerkstypen zu erstellen, die auf Grund der Systemabmessungen und der Belastungen sowie der geschätzten Querschnittsabmessungen die gesamte Durchrechnung des Tragsystems von den Schnittkräften bis zu den Spannungen durchführen. Die Berechnung der Schnittkräfte in den einzelnen statischen Systemen sind Teile einer solchen Kette von Programmen. Wesentliche Bestandteile sind jedoch auch Programme zur Berechnung der Querschnittswerte, der Spannungen und der ungünstigsten Überlagerung der Einzelwirkungen. Im Rechenzentrum der Waagner-Biro AG sind solche Programmreihen z. B. für Seilbahnstützen, Freileitungsmaste, Verbundträger und für Brücken mit orthotroper Platte entwickelt worden. Solche Programmketten haben den Vorteil, daß es weit einfacher ist die Ausgangsdaten zu kontrollieren als die Daten, die als Angabe für die statisch unbestimmte Rechnung dienen, da diese ja meist selbst schon das Ergebnis einer Vorberechnung sind. Durch die vollständige Ausschaltung manueller Zwischenrechnungen wird eine wesentlich vergrößerte Rechensicherheit erzielt, wobei natürlich sorgfältig getestete Programme vorausgesetzt werden.

Aufbau der Programmkette

In Fig. 1 ist eine vereinfachte Darstellung des Ablaufschemas der Programmkette gegeben.

Der erste Programmteil dient der Berechnung der orthotropen Platte. Als Verfahren wurde die von PELIKAN und ESSLINGER veröffentlichte Methode

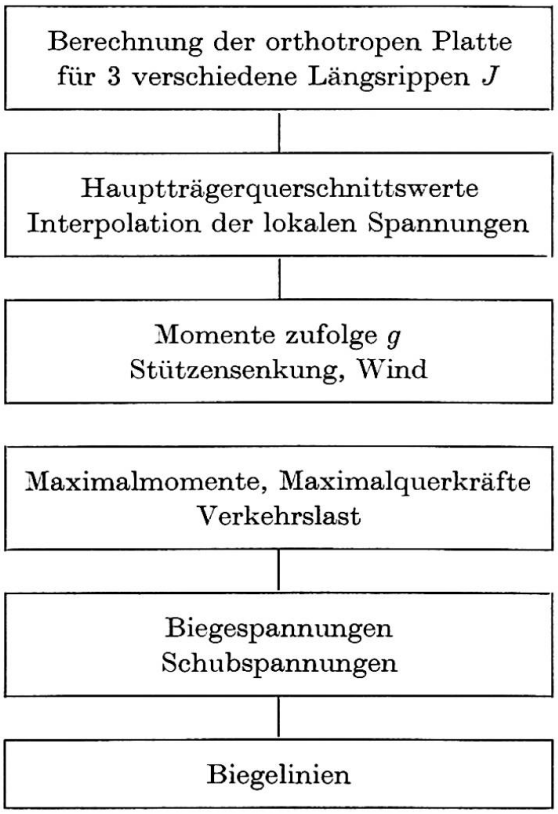

Fig. 1. Ablaufschema für das Gesamtprogramm.

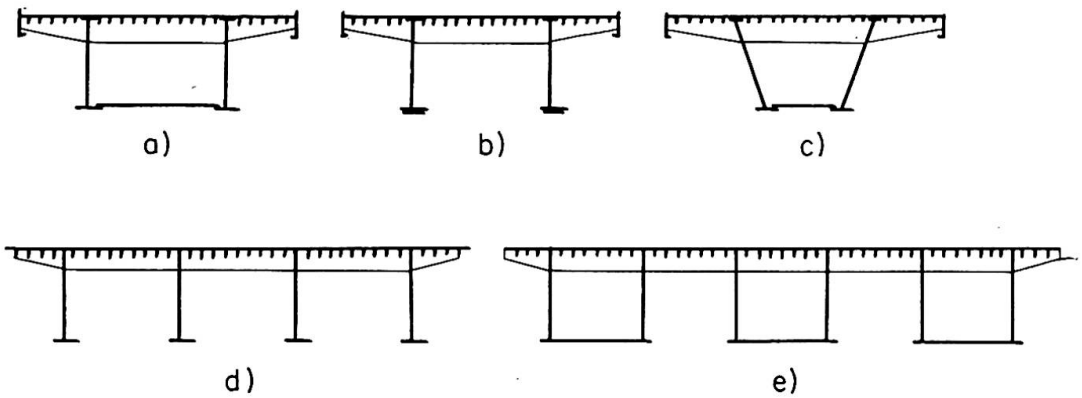

Fig. 2. Beispiele für Querschnitte von Brücken mit orthotroper Fahrbahnplatte.

gewählt, wobei die Biegelinie und die Schnittkräfte durch Eigenfunktionen ausgedrückt werden. Es wurde je ein Programm für Querträger als einfache Balken mit Kragarmen (Fig. 2a, b, c) und für Querträger als Durchlaufträger mit 3 Feldern (Fig. 2d) entwickelt.

Das Dreifeldbalkenprogramm kann mit ausreichender Genauigkeit auch für Fälle nach Fig. 2e verwendet werden.

Da die ungünstigsten Laststellungen sowohl für die Längsrippenmomente als auch für die Querträgermomente bekannt sind, erschien es nicht zweckmäßig, Einflußflächen aufzustellen.

Die Programme wurden so aufgebaut, daß als Ergebnis die maximalen und minimalen Längsrippenmomente und die maximalen und minimalen Querträgermomente erhalten werden.

Da die Dimensionierung der Längsrippen von den Hauptträgerspannungen stark beeinflußt werden und daher oft auf Grund der Hauptträgerspannungen umdisponiert werden muß, wurde folgender Weg beschritten:

Der Berechnung werden die festgelegten Querträgerträgheitsmomente zugrunde gelegt, während für die Längsrippen mit 3 verschiedenen Trägheitsmomenten gerechnet wird. Es konnte durch Vergleichsrechnungen festgestellt werden, daß es genügt, zwischen den Ergebnissen für die 3 angenommenen Längsrippenträgheitsmomente parabolisch zu interpolieren, um ausreichend genaue Ergebnisse für andere Trägheitsmomente zu erhalten. Im Programm wird der gleiche Weg gegangen, wir er bei der Handrechnung üblich ist. Es wurde auch keine größere Genauigkeit angestrebt und deshalb auch nur die zu den beiden niedrigsten Eigenwerten gehörigen Eigenfunktionen berücksichtigt. Dies vor allem deshalb, damit Behörden und Prüfingenieuren die Möglichkeit der Nachrechnung offenbleibt, ohne daß sie vom elektronischen Rechnen Gebrauch machen müssen. Aus dem gleichen Grund werden auch bei der ganzen Programmkette Zwischenergebnisse in dem Maße ausgedruckt, das es erlaubt, stichprobenweise die Ergebnisse von Hand zu überprüfen.

Ebenso wird, soweit es die Speicherkapazität der Maschine (IBM 1620, 20 K) erlaubt, großer Wert auf saubere, mit Überschriften und erklärendem Text versehene Ausschrift gelegt.

Der zweite Programmteil dient der Ermittlung der Querschnittswerte für die Berechnung der Hauptträger, die in der Regel als Durchlaufträger ausgebildet sind. Es kann nicht erwartet werden, daß der Entwerfer eine optimale Dimensionierung auf Grund von Schätzungen durchführen, wohl aber, daß er mit Hilfe von Faustformeln die Grenzen abschätzen kann, zwischen welchen die zu erwartenden Widerstandsmomente liegen werden. Es wird eine beliebige Anzahl solcher Querschnitte berechnet, aus denen dann zuerst jene ausgewählt werden, mit denen die statisch unbestimmte Rechnung des Durchlaufträgers durchgeführt werden soll. Jeder Querschnitt wird dabei durch eine Nummer gekennzeichnet, die sich in der gleichen Rechnung nicht wiederholen darf. Die Zuordnung der Trägheitsmomente zu den Punkten des Durchlaufträgers erfolgt dann entsprechend der angegebenen Querschnittsnummern durch das Programm. Es genügt dabei den allgemeinen Trägheitsmomentenverlauf richtig wiederzugeben, da sich kleine Fehler nur geringfügig auf die Endergebnisse auswirken. Das Querschnittswerteprogramm gibt nicht nur die Trägheitsmomente und Widerstandsmomente, sondern auch durch Interpolation zwischen den Ergebnissen des 1. Programmteiles die einzusetzenden lokalen Spannungen für die Längsrippen.

Der nächste Programmteil berechnet die statisch unbestimmten Stützmomente des Durchlaufträgers für ständige Last, Stützensenkung und Wind.

Der folgende Programmteil errechnet für den Hauptträger die maximalen und minimalen Verkehrslastmomente und Querkräfte. Es zeigt sich hier, daß es nicht zweckmäßig ist, die Berechnung mit Hilfe von Einflußlinien durchzuführen. Der in Österreich übliche Lastenzug, vierrädrige Lastkraftwagen an ungünstigster Stelle, umgeben von Gleichlast, wurde für die Berechnung zu einer Einzellast und entsprechender Gleichlast vereinfacht. Die Genauigkeit dieser Näherung reicht schon ab Stützweiten von 15 m vollkommen aus. Wie in dem in Fig. 3 gezeigten Flußdiagramm gezeigt ist, werden nun hintereinander für eine Einzellast «1», die von Zehntelpunkt zu Zehntelpunkt über den ganzen Träger wandert, die Momentenlinien errechnet. Die Maximalmomentenlinie zufolge einer wandernden Einzellast ergibt sich dann aus der Bedingung, daß für jeden Punkt des Trägers nur die maximalen und die minimalen Werte

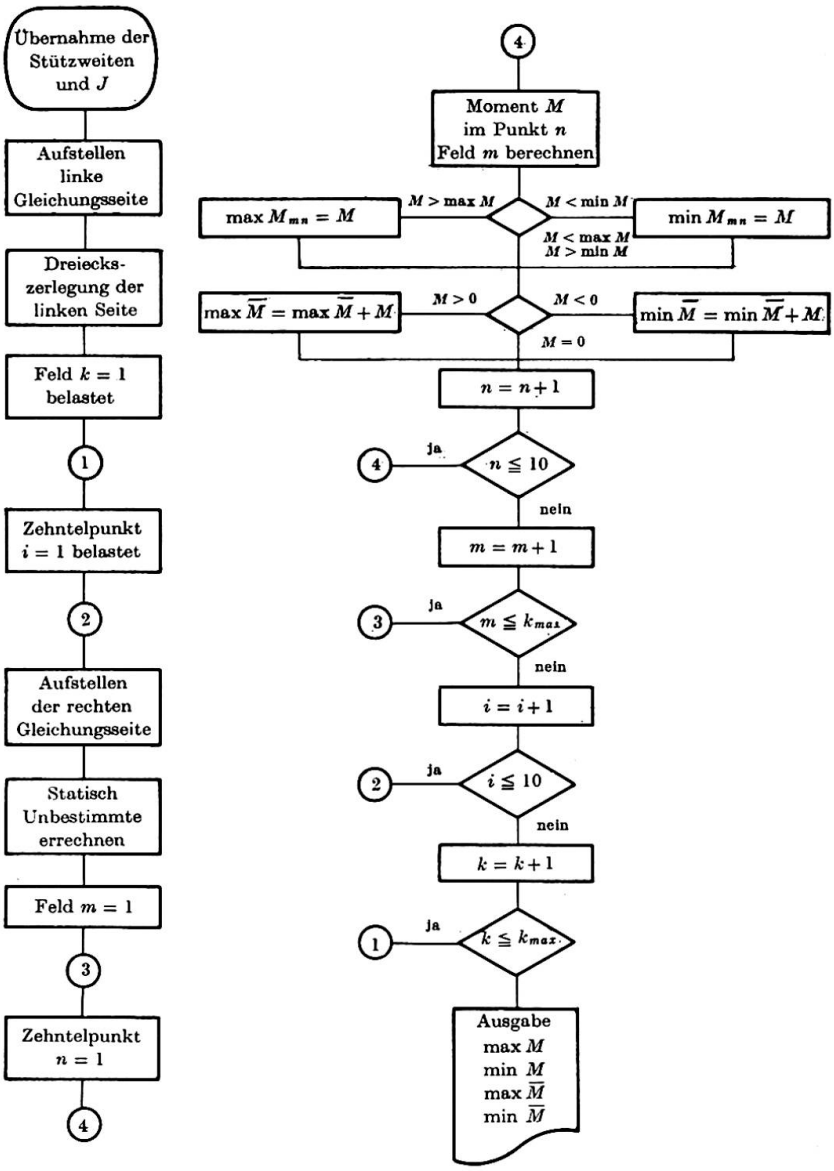

Fig. 3. Ablaufschema für die Berechnung der Maximalmomentenlinie.

gespeichert werden, die beim Wandern der Einzellast auftreten. Die Maximalmomentenlinie aus Gleichlast wird im gleichen Durchlauf dadurch erhalten, daß alle positiven Momente in einem Punkt zum Wert M_{max} und alle negativen zum Wert M_{min} summiert werden. Das Ergebnis entspricht in bezug auf die Genauigkeit der Auswertung der Einflußlinien nach der Trapezformel. In gleicher Weise wird parallel hierzu die Maximal-Querkraftlinie berechnet. (Im Flußdiagramm der Übersichtlichkeit halber weggelassen.)

Der nächste Programmteil behandelt die Biegespannungen. Vom Entwerfer werden als Angabe für jeden Punkt die Feldnummer, der Abstand des Punktes vom linken Feldrand und die Querschnittsnummer des Querschnittes mit dem die Spannung gerechnet werden soll, gegeben. Dabei ist keine Koppelung zwischen dem Querschnitt, der der Durchlaufträgerrechnung zugrunde liegt, und dem für die Spannungsrechnung gewählten Querschnitt vorgesehen. Dadurch ist es beim Entwurf möglich, durch Spannungsrechnung mit mehreren Querschnittstypen die Grundlage für eine graphische Interpolation zu schaffen. Das Spannungsprogramm gibt als Ergebnis die vertikalen Maximalmomente und die Windmomente an der gewünschten Trägerstelle sowie die ungünstigsten Summenspannungen, die bei Berücksichtigung von Vertikallast, Wind und lokaler Belastung entstehen.

In ähnlicher Weise erlaubt das Programm die Berechnung der Schubspannungen. Schließlich wird diese Programmreihe noch durch die Berechnung der Biegelinien und der Biegemomenteneinflußlinien ergänzt.

Bezeichnungen

J	Trägheitsmoment.
g	Ständige Last.
k	Nummer des belasteten Feldes.
k_{max}	Felderzahl des Durchlaufträgers.
m	Nummer des Feldes, wo das Moment errechnet wird.
n	Nummer des Punktes, wo das Moment errechnet wird.
M	Moment.
${}_{max}M, {}_{min}M$	Maximales, bzw. minimales Moment zufolge der wandernden Einzellast.
${}_{max}\overline{M}, {}_{min}\overline{M}$	Maximales, bzw. minimales Moment zufolge der wandernden Gleichlast.

Zusammenfassung

Es ist zweckmäßig, nicht nur Programme für die Berechnung der Schnittkräfte von statischen Systemen, sondern für die Durchrechnung von ganzen Bauwerken zu entwickeln. Ein solches Programm für die Berechnung von

Brücken mit orthotroper Fahrbahnplatte berechnet nach der Ermittlung der lokalen Längsträgerspannungen die Hauptträgermomente aus ständiger und Verkehrsbelastung und bildet die ungünstigsten Spannungssummen für jeden Querschnitt.

Summary

It appears useful to establish programmes covering not only the calculation of the stresses in the static systems, but also the complete design of entire structures. For the design of bridges with orthotropic decks such a programme, after the determination of the local stresses in the longitudinal flanges, calculates the moments of the main girders due to the permanent loads and to the live loads and then finds, for each section, the sum of the least favourable stresses.

Résumé

Il apparaît utile d'établir des programmes couvrant non seulement le calcul des efforts dans les systèmes statiques mais aussi le calcul complet d'ouvrages entiers. Pour le calcul des ponts à platelage orthotrope, un tel programme, après détermination des contraintes locales dans les nervures longitudinales, calcule les moments des poutres-maîtresses dus aux charges permanentes et aux surcharges puis somme, pour chaque section, les contraintes les plus défavorables.

IIId2

Die Stahlflachstraße

Eine Sonderkonstruktion an deutschen Autobahnstellen

A temporary steel roadway

A novel design developed for repair sites on German motorways

Une chaussée métallique provisoire

Une construction nouvelle utilisée pour les chantiers de réparation des autoroutes allemandes

W. KLINGENBERG
Ministerialdirigent a. D. Dr., Bonn

F. REINITZHUBER
Prof. Dr. techn., Rheinhausen

1. Allgemeines

In der Bundesrepublik Deutschland gibt es, wie die Fig. 1 zeigt, gegenwärtig etwas mehr als 3000 km mindestens vierspurig ausgebaute, kreuzungsfreie Autobahnen. Der Verkehr auf diesen Schnellstraßen hat in den letzten Jahren ganz erheblich sowohl an Zahl als auch an Gewicht der Fahrzeuge zugenommen. Den damit verbundenen erhöhten Belastungen waren die vor nunmehr nahezu 30 Jahren errichteten Fahrbahndecken nicht mehr gewachsen, und sie werden in immer stärkerem Maße schadhaft. Neben der Erweiterung des Autobahnnetzes durch Neubauten hat auch die Erneuerung der alten Strecken einen erheblichen Umfang angenommen. So werden gegenwärtig etwa 100 km Strecke pro Jahr repariert, wobei der heutige Schwerverkehr sowie die große Zahl der Überrollungen eine Reparatur von Grund auf notwendig machen. Es erfolgt in vielen Fällen ein sogenannter Tiefeinbau, bei dem Frost- und Tragschichten bis zu 1 m Tiefe eingebaut werden. Diese Bauweise ist nach Ansicht von Fachleuten aber nur dann technisch einwandfrei und rationell durchzuführen, wenn eine ganze Fahrbahn, also zwei Spuren auf einmal und zusammenhängend, erneuert wird. Für den Verkehr auf den Autobahnen hat das zur Folge, daß während der Bauarbeiten zwei Fahrspuren ausfallen und nach Möglichkeiten gesucht werden muß, um den Verkehr trotzdem sicher abwickeln zu können.

Bis zum Jahre 1963 geschah dies fast überall dadurch, daß auf den beiden neben der Baustelle liegenden zwei Fahrspuren der Verkehr für beide Richtungen je einspurig im Gegenverkehr abgewickelt wurde. Diese Einengung der Fahrwege an den Baustellen führte in Zeiten starken Verkehrs oder auch schon bei schwachem Verkehr, wenn die Strecke in einer Steigung lag und das langsamste Schwerlastfahrzeug das Tempo aller bestimmte, zu ganz erheblichen, auf Fig. 2 zu erkennenden Fahrzeugstauungen vor den Baustellen.

Neben Auffahrunfällen, Betriebsstörungen an den Fahrzeugen und Belästigungen der Fahrzeuginsassen durch Auspuffgase kam es dabei auch zu erheblichen Wartezeiten, die eine Fahrzeitplanung völlig unmöglich machten und den Wert der Autobahn als Schnellstraße ganz erheblich einschränkten.

Fig. 1. Vierspurig ausgebautes Autobahnnetz in der Bundesrepublik Deutschland.

——— } vorhandenes Autobahnnetz.
——— }
------ Geplant oder im Bau.
Stand: 1964.

Fig. 2. Fahrzeugstauung vor einer deutschen Autobahnreparaturbaustelle, wenn der vierspurige Fahrverkehr auf zwei Spuren eingeengt wird.

Im Sommer 1963 sind zu Beginn der Urlaubs- und Reisezeit im industriellen Ballungsgebiet an Rhein und Ruhr Fahrzeugschlangen bis zu 30 km Länge festgestellt worden, und die Wartezeiten der einzelnen Fahrzeuge haben viele Stunden betragen. Selbst wenn man derartig krasse Verkehrsbehinderungen als Ausnahmefälle betrachtet, so sind doch Fahrzeugschlangen von fünf bis zehn Kilometer Länge keine Seltenheit gewesen. Untersuchungen haben gezeigt, daß bei derartigen Fahrzeugstauungen innerhalb eines einzigen Tages Gesamtwartezeiten aller beteiligten Kraftfahrzeuge von 10 000 und mehr Stunden entstehen können. Ordnet man diesen Wartezeiten einen Geldwert, zum Beispiel DM 10.— pro Stunde und Fahrzeug zu, so betragen die Zeitkosten DM 100 000.— und mehr innerhalb weniger Stunden. Die Größenordnung derartiger Kosten läßt schon erkennen, daß sie unter Umständen erheblich über den Baukosten liegen können. Bei Verkehrsbauten sollten deshalb auch stets die neben den Baukosten noch zusätzlich entstehenden Zeit- und Betriebskosten in eine vergleichende Kostenbetrachtung mit einbezogen werden, wenn es gilt, den günstigsten Entwurf und die zweckmäßigste Baumethode auszuwählen.

Von der deutschen Stahlbauindustrie sind im Jahre 1963 Vorschläge ausgearbeitet worden, die die lästigen Verkehrsbehinderungen auf den Auto-

bahnen vermeiden sollten. Dabei war zunächst daran gedacht, den Verkehrsraum über der Bahn in Anspruch zu nehmen und brückenartige Hochstraßen in der zweiten Ebene zu errichten. Es zeigte sich dabei aber sehr bald, daß erhebliche Schwierigkeiten für die Konstruktion und die Montage entstehen, wenn Straßen-, Eisenbahnbrücken oder Stromleitungen die Autobahnen überspannen und Stützenhöhen bis zu 10 und mehr Metern erforderlich werden. Ein weiterer erheblicher Nachteil der Hochstraßenkonstruktion für den zeitweiligen Einsatz an den Autobahnbaustellen hätte darin bestanden, daß etwa 200 m lange Auf- beziehungsweise Abfahrrampen notwendig geworden wären, um auf die hochgelegene Fahrbahn zu kommen. Das Fachingenieur-Team der Firma Fried. Krupp, Maschinen- und Stahlbau, Rheinhausen, hatte deshalb seine Überlegungen sehr bald darauf konzentriert, die seitlich neben der eigentlichen befestigten Fahrbahn gelegenen Bereiche auszunutzen und die erforderlichen vier Spuren nebeneinander, etwa zur ebenen Erde, anzuordnen. Ein Ergebnis dieser Überlegungen ist die Stahlflachstraße — System Klingenberg/Krupp —, die in ihrer jetzigen konstruktiven Gestalt in Zusammenarbeit zwischen den zuständigen Fachabteilungen des Deutschen Bundesverkehrsministeriums und der Firma Fried. Krupp, Maschinen- und Stahlbau, Rheinhausen, entwickelt worden ist.

2. Die Stahlflachstraße

Eine Stahlflachstraße, wie sie Fig. 3 zeigt, wurde erstmalig neben einer Baustelle der Autobahn Frankfurt–Hannover auf der Europastraße E 4 südlich der Anschlußstelle Butzbach eingesetzt [1]. Sie hat eine Gesamtlänge von nahezu 1,2 km und besteht aus einer Folge von dicht an dicht verlegten Einzelplatten. An beiden Seiten und in der Mitte sind weiß gestrichene Leitschwellen aus abgekantetem Stahlblech angebracht, um ein Herunterfahren der Fahrzeuge zu verhindern und außerdem auszuschließen, daß sie auf die in gleicher Höhe gelegene Gegenfahrbahn abweichen können. Jede Fahrbahn ist 5,75 m breit und durch eine Strichmarkierung in jeweils zwei Spuren unterteilt. Für Lastkraftwagen und Omnibusse besteht auf der Stahlflachstraße Überholverbot, und die zulässige Höchstgeschwindigkeit wurde auf 50 km/Stunde begrenzt.

Um die direkt befahrenen Bleche der Stahlflachstraße rutschfest und korrosionssicher zu machen, sind sie mit etwa 2 mm dickem Kunststoff und eingestreutem Sand beschichtet. Bei der ersten Stahlflachstraße wurden verschiedene Produkte auf Polyester-, Epoxyd-, Polyuretan- und Bitumenbasis angewendet, um sie auf ihre Brauchbarkeit hin zu testen. Obwohl ein abschließendes Urteil bisher noch nicht vorliegt, hat es jedoch den Anschein, daß sich die Schichten aus Epoxydharz für diesen Zweck am besten eignen.

Die Auf- beziehungsweise Abfahrten der Stahlflachstraße sind verhältnis-

mäßig kurz. Wegen des nur 45 cm betragenden Höhenunterschieds zwischen behelfsmäßiger Stahlfahrbahn und eigentlicher Autobahn sind bei der gewählten Rampenneigung von 2% nur etwa 20 m Länge dafür erforderlich. Das Ende wird aus einem stahlblechverkleideten Holzkeil sowie Asphaltbeton, der zur Ausrundung dient, gebildet. Im Bereich der Rampen vollzieht sich auch die Überfahrt auf die andere Fahrbahn.

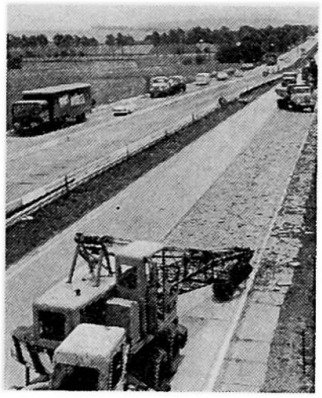

Fig. 3. Stahlflachstraße neben der Reparaturstrecke auf der Europastraße 4 Frankfurt-Hannover.

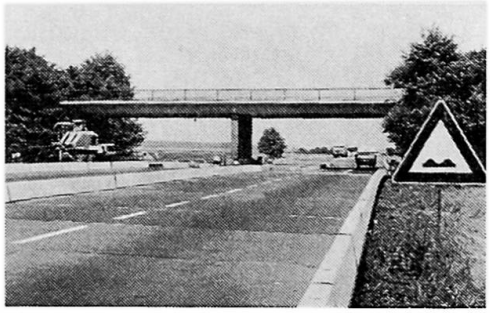

Fig. 4. Unter dem überwiegenden Teil der Brücken ist ein vierspuriger einseitiger Fahrverkehr möglich.

Um mit der Konstruktion den Kurven der Autobahn folgen zu können, werden die zwischen den Einzelplatten vorhandenen Fugen nach außen hin fächerartig geöffnet. Auf diese Weise können Radien von mehr als 1000 m erzeugt werden. Sollten in Ausnahmefällen kleinere Radien vorkommen, würden die Fugen am äußeren Fahrbahnrand zu groß, und es ist dann vorgesehen, trapezförmige Platten anzuwenden. Durch eine rhythmische Folge von Trapez- und Rechteckplatten lassen sich alle erforderlichen Radien erzeugen.

Ein besonderer Vorteil der Stahlflachstraße ist es, wie Fig. 4 zeigt, daß sie unter Brücken, die die Autobahn kreuzen, verlegt werden kann. Wie Nachprüfungen gezeigt haben, reicht in den meisten Fällen der lichte Abstand zwischen seitlichem Widerlager und Mittelpfeiler aus, um vier Fahrspuren anzuordnen. In den wenigen Fällen, in denen das nicht möglich sein sollte, könnte eine Variante der Stahlflachstraße angewendet werden, bei der in der Mitte zwei Pkw-Spuren (Pkw = Personenkraftwagen) gegenläufig übereinander angeordnet wären. Dies ist möglich, wenn man bedenkt, daß im allgemeinen Personenkraftwagen niedriger als 1,6 m sind und die lichte Höhe unter Brücken etwa 4,5 m beträgt. Für die Platten der oberen mittleren Fahrbahn wird nur eine Konstruktionshöhe von etwa 15 cm benötigt, so daß für jede Spur eine Höhe von 2,10 bis 2,20 m verbleibt. Kraftwagen mit höheren Aufbauten beziehungsweise Anhängern müßten in einem solchen Falle die Lkw-Spur (Lkw = Lastkraftwagen) benutzen.

3. Die Plattenkonstruktionen

Die Einzelplatten der Stahlflachstraße sind ausgesteifte Hohl-Flachplatten mit einer Breite von 12,25 m, einer Länge in Richtung der Fahrbahnachse gemessen von 2,4 m und einer Dicke von rund 30 cm [2]. Die Abmessung von 2,4 m wurde gewählt, um die Platten auf Lastkraftwagen und im normalen Straßenverkehr transportieren zu können. Wie man aus Fig. 5 erkennt,

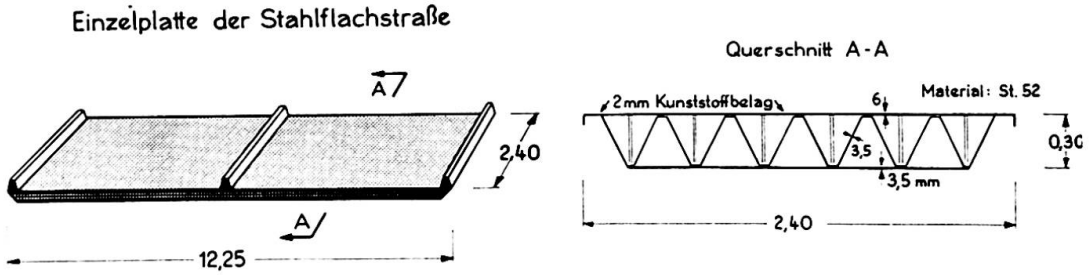

Fig. 5. Einzelplatte der Stahlflachstraße.

werden das obere direkt befahrene Deckblech und das untere ebene Bodenblech durch ein wellenförmig abgekantetes Innenblech miteinander verbunden und dadurch gleichzeitig ausgesteift. In der Längsrichtung wird die Plattensteifigkeit durch das fachwerkartige Konstruktionsprinzip bewirkt, während in der Querrichtung durch das abgekantete Innenblech vollwandige Träger mit schrägliegenden Stegblechen vorhanden sind, die ebenfalls eine große Steifigkeit gewährleisten.

Die allseitig dicht geschlossenen Platten sind schwimmfähig und können auch auf sumpfigem und weichem Baugrund sowie in ruhigen Gewässern verlegt werden und als Behelfsfahrbahnen dienen. Die schon erwähnte, durch das Konstruktionsprinzip erzeugte große Plattensteifigkeit und die über den Einsatz als Stahlflachstraße hinausgehenden weiteren Verwendungsmöglichkeiten haben wesentlich mit dazu beigetragen, für die erste Stahlflachstraße den hier beschriebenen Plattentyp auszuwählen.

Bemerkenswert erscheinen auch die hier verwendeten Blechdicken und Materialgüten. Das obere befahrene Deckblech hat eine Dicke von 6 mm und ist zwischen zwei Befestigungen des abgekanteten Innenblechs nochmals ausgesteift und abgestützt. Innen- und Bodenblech sind nur 3,5 mm dick. Die Verbindungen der Bleche untereinander erfolgen durch Kehlnähte beziehungsweise Loch- und Punktschweißungen an den Stellen, wo durchlaufende Schweißnähte nicht möglich sind. Für das statisch erforderliche Material ist St 52 gewählt worden, und die Bemessung erfolgte nach den Deutschen Normen DIN 1072 für die Brückenklasse 30. Diese Belastungsannahmen gewährleisten, daß die Platten von allen für den Straßenverkehr zugelassenen Fahrzeugen befahren werden können.

Die Platten liegen auf der Autobahn am Rande der befestigten Fahrbahn auf. Als Unterstützungselemente werden 30 cm breite, 12 cm hohe und 2,35 m lange Holzschwellen verwendet. Die Schwellen haben in Querrichtung einen Abstand von 7,80 m und sind an der Unterseite der Platten an kleinen Konsolen angeschraubt.

In der Stahlflachstraße werden die Einzelplatten in ihrer gegenseitigen Lage in jeder Fuge durch vier «Steckkupplungen» miteinander gekuppelt. Diese Kupplungen bestehen aus zwei Bolzen, die durch einen Steg miteinander verbunden sind. Durch verschieden große Stege wird der Bolzenabstand und somit auch die Fugenöffnung zwischen zwei Platten festgelegt. Von derartigen veränderlichen Fugen wird bei der Stahlflachstraße in Kurven Gebrauch gemacht. Die Steckkupplungen werden schräg eingebracht, weil sie dadurch nicht nur den Zusammenhalt der Einzelplatten in der Längs- und Querrichtung sichern, sondern auch die Übertragung von Querkräften ermöglichen. Bedingt durch ein geringes für den schnellen und einfachen Einbau erforderliches Spiel zwischen Bolzen und Führungsnut, wirken diese Verbindungen aber erst nach einer gewissen Durchbiegung und vermeiden deshalb nur große, fahrdynamisch ungünstige Höhenunterschiede der Plattenoberflächen.

Für die Berechnung der Einzelplatten wurden unter Berücksichtigung der in Längs- und Querrichtung vorhandenen Steifigkeiten die Verfahren und Tabellenwerke von SATTLER-GUYON-MASSONNET [3], OLSEN-REINITZHUBER [4] und KRUG-STEIN [5] herangezogen. Dies erfolgte deshalb, um einerseits die Ergebnisse nach den einzelnen Verfahren miteinander vergleichen und andererseits verschiedene Einflüsse genügend genau berücksichtigen zu können. Für die Bemessung wurde angenommen, daß die Einzelplatte im Abstand von 7,80 m an den Unterstützungsschwellen vertikal starr und frei drehbar aufgelagert und an den beiden 12,25 m langen Rändern sowohl hinsichtlich der Durchbiegung als auch der Verdrehung völlig frei ist. Die schon erwähnte Verbindung der Platten durch die Steckkupplungen wurde für die Bemessung der Einzelplatte unberücksichtigte gelassen. Die Radlasten aus den Schwerlastfahrzeugen wurden jeweils so aufgebracht, daß sich an den angezeichneten Stellen des Plattenrandes, der Feldmitte und der Unterstützungsstellen die extremalen Schnittlasten ergeben, unabhängig davon, ob die Laststellung nach den vorhandenen Fahrspuren möglich ist.

Zur Berechnung der Steckkupplungen und deren Anschlüsse an den Platten wurde ein System von jeweils drei miteinander gekuppelten Platten angenommen. Entsprechend der praktischen Ausführung wurde dabei berücksichtigt, daß Querkräfte in den Kupplungen erst dann auftreten können, wenn sich ein Plattenrand gegenüber dem benachbarten um 5 mm vertikal verschoben hat. Als statisch Unbestimmte wurden die Kupplungskräfte eingeführt; entsprechend dem Konstruktionsprinzip ist eine Übertragung von Biegemomenten an den Kupplungsstellen nicht möglich.

4. Montage der Stahlflachstraße

Die erste Montage der nahezu 1,2 km langen Stahlflachstraße erfolgte in 18 Stunden. Die insgesamt erforderlichen 500 Einzelplatten waren zuvor auf einem nahegelegenen Lagerplatz gestapelt worden und wurden zu jeweils 5 Stück mit Transportfahrzeugen zu den Verlegestellen auf der Autobahn gebracht. Zehn Lastkraftwagen waren eingesetzt. Zwei Montagekolonnen von je 12 Mann verlegten von der Mitte aus beginnend die Platten nach beiden Richtungen auf die Rampenenden zu. Die Fig. 6 zeigt das Verlegen einer

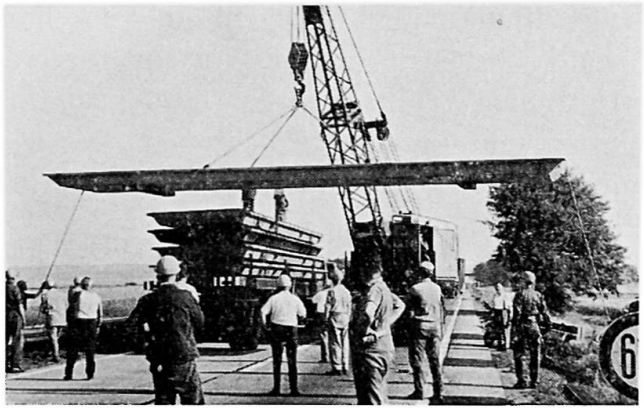

Fig. 6. Montage der Stahlflachstraße.

normalen, etwa 4,5 t schweren Einzelplatte. Dafür waren ca. 2 Minuten erforderlich. Ein erheblicher Teil der Gesamtmontagezeit wurden durch den Einbau der Rampen und die damit verbundene Umorganisation des Verkehrs benötigt.

Das Anbringen der mittleren und seitlichen Leitschwellen, die zuvor neben der Autobahn verteilt worden waren, erfolgte durch zwei weitere je 9 Mann starke Montagekolonnen. Die Erfahrungen beim ersten Verlegen haben gezeigt, daß sich die Montagezeiten sehr wahrscheinlich noch weiter verkürzen lassen.

Im Zuge des Fortschreitens der Reparaturarbeiten an der Autobahn ist die Stahlflachstraße inzwischen mehrfach umgesetzt worden. Sie hat sich dabei gut bewährt. Auf Grund von Erfahrungen, die dabei gewonnen werden konnten, sind für weitere Lieferungen einige konstruktive Änderungen vorgesehen.

5. Stahlbau bei Verkehrsbauten

Es ist anzunehmen, daß mit der hier beschriebenen Konstruktion dem Stahlbau ein Anwendungsgebiet erschlossen werden konnte, das sich nicht nur auf die Autobahnen und auf Deutschland beschränkt. Selbstverständlich läßt sich die Konstruktion auch bei Umbauten und Reparaturen an anderen Straßen und Verkehrswegen einsetzen. Die darüber hinausgehenden weiteren vielfältigen Verwendungsmöglichkeiten wurden schon erwähnt. Wie das Bei-

spiel der Stahlflachstraße zeigt, erlaubt der Stahlbau wegen der bei ihm seit jeher üblichen Vorfertigung der Bauteile in den Werkstätten in hervorragendem Maße außerordentlich kurze Bauzeiten an der Baustelle und verursacht dadurch auch die geringsten Verkehrsbehinderungen während der Bauarbeiten. Die Bearbeitungszeit in der Werkstatt kommt dem reibungslosen Verkehrsablauf zugute.

Hat sich aus den eingangs schon erwähnten Gründen die Stahlflachstraße an den Baustellen der deutschen Autobahnen vorteilhafter gegenüber Hochstraßen erwiesen, so soll die Bedeutung rasch und einfach zu montierender Stahl-Hochstraßenkonstruktionen für den Verkehr in den Städten, an den Knotenpunkten und überfüllten Verkehrsadern nicht übersehen werden. Die Stahlbauindustrie hat auch dafür ausgereifte und zweckentsprechende Konstruktionen bereit. Es ist zu hoffen, daß die verantwortlichen planenden Behörden und Ingenieure in dem Maße, wie die Verkehrsprobleme zunehmen, auch Möglichkeiten und Bauweisen fördern, die ohne oder mit nur geringen Verkehrsbehinderungen auskommen.

Literaturhinweise

1. F. Reinitzhuber und H.-W. Semmroth: «Verkehrsprobleme und Stahlbau». Der Straßenbau, Heft 2, Februar 1964.
2. S. Krug: «Stahlflachstraße für die Autobahn — volle Leistungsfähigkeit der Bahn trotz Bauarbeiten». Der Bauingenieur, Heft 5, Mai 1964.
3. K. Sattler: «Betrachtungen zum Berechnungsverfahren von Guyon-Massonnet für frei aufliegende Trägerroste und Erweiterung dieses Verfahrens auf beliebige Systeme». Bauing. 30 (1955).
4. Olsen-Reinitzhuber: «Die zweiseitig gelagerte Platte» (2 Bd.). Berlin: W. Ernst & Sohn (1. Bd., 3. Auflage 1959 / 2. Bd., 2. Auflage 1962).
5. Krug-Stein: «Einflußfelder orthogonal anisotroper Platten» (deutsch/englisch). Berlin: Springer-Verlag (1961).

Zusammenfassung

Es wird eine in Deutschland entwickelte Stahlflachstraße beschrieben. Die aus einzelnen Hohlplatten bestehende Stahlkonstruktion wird neben den Autobahnbaustellen ohne Fundamente und Gründungen auf die Fahrbahn verlegt und ermöglicht einen vierspurigen Fahrverkehr während der Reparaturarbeiten.

Summary

The authors describe a steel roadway developed in Germany. This slab, constructed of members having a cellular section, is laid, without special

foundations, alongside the carriageway undergoing repair and enables four-lane traffic to be maintained on the motorway during the repair work.

Résumé

Les auteurs décrivent une chaussée métallique mise au point en Allemagne. Cette dalle, formée d'éléments à section cellulaire, est posée sans fondations sur la chaussée de l'autoroute, à côté du chantier, ce qui permet de maintenir quatre voies de circulation pendant la durée des réparations.

Leere Seite
Blank page
Page vide