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

Band: 6 (1960)

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: 10.12.2025

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

Construction métallique - Stahlbau - Metal Structures

II

Nouveau développement des moyens d'assemblage dans la construction métallique
Neuere Entwicklungen der Verbindungsmittel im Stahlbau
New Developments of Connections in Metal Structures

II a

Soudure
Schweißung
Welding

II b

Boulons précontraints à haute résistance
Hochfeste Schrauben
Prestressed High-Strength Bolts

Rapport général

PIERRE DUBAS
Dr sc. techn., Vevey

a) Soudure

Les recherches relatives à la soudure ont pris, ces dernières années, une telle extension qu'il nous est absolument impossible d'en donner ici un aperçu même sommaire. Nous nous contenterons donc d'examiner les problèmes qui ont été traités dans les six mémoires présentés et qui intéressent spécialement les ingénieurs des ponts et charpentes.

Influence des contraintes longitudinales dans les cordons d'angle

Le premier mémoire de M. FALTUS est une étude avant tout expérimentale sur l'influence des contraintes longitudinales dans les cordons de soudure d'angle, sollicités principalement au cisaillement. On se souvient que ce problème a fait, au Congrès de Lisbonne, l'objet d'une communication de MM. WÄSTLUND et ÖSTLUND.

Les essais décrits par M. FALTUS ont été effectués sur des éprouvettes formées de deux coins réunis par soudure le long de leurs bords, inclinés à 1 : 10. Avec cette disposition, les contraintes longitudinales devraient être pratiquement constantes et les cisaillements, uniformément répartis. Cet essai permettrait donc, en principe, d'éliminer les effets de l'égalisation plastique des tensions de cisaillement et de révéler par là plus clairement l'influence des sollicitations longitudinales du cordon. La dispersion sur les valeurs de la contrainte de comparaison, calculée d'après le critère de HUBER-VON MISES-HENCKY, est certes assez importante, ce qui s'explique facilement si l'on considère que cette théorie se rapporte à la plasticité et non à la rupture; les résultats expérimentaux montrent cependant clairement que les contraintes longitudinales diminuent sensiblement la résistance au cisaillement des cordons d'angle.

Les ruptures fragiles

Il n'est certes pas nécessaire de rappeler ici les ruptures survenues dans certaines constructions soudées, en particulier des ponts, des navires et des conduites forcées. Bien que le nombre des accidents graves soit relativement faible par rapport à celui des ouvrages construits, ces ruptures n'en sont pas moins symptomatiques autant que fâcheuses; elles ont fortement ébranlé la confiance que l'on avait dans la soudure et, par là, retardé indubitablement son extension. L'étude raisonnée de ces accidents a cependant fait progresser la technique, en remettant au premier plan le problème de la fragilité des aciers, capital pour les constructions soudées bien qu'il intervienne également dans les ouvrages rivés. Cette question est traitée dans la seconde communication de M. FALTUS et dans celle de M. RÜHL.

Dans son exposé, M. RÜHL donne un aperçu général des connaissances actuelles dans le domaine de la fragilité; il souligne les importantes lacunes qui subsistent encore et ne pourront être comblées que par des recherches *systématiques*, tant théoriques qu'expérimentales.

On sait que la capacité de déformation d'un acier bien déterminé, d'une microstructure donnée, dépend surtout de l'état de contraintes, de la température et de la vitesse d'application des sollicitations. Si l'on varie l'un de ces facteurs, le travail nécessaire à produire la rupture ne suit généralement pas une loi de variation régulière; les essais, qui ont porté principalement sur l'influence de la température, montrent que ce travail — la résilience — subit une chute brusque, dans une bande de température assez étroite, pour atteindre une valeur très faible. Cette température, dite de transition, sépare le domaine des cassures à grand allongement de celui des cassures fragiles. Quand la vitesse augmente ou que l'état de contraintes devient plus sévère, la température de transition s'élève. Ces propriétés du matériau acier sont connues depuis fort longtemps. Qu'il nous suffise de rappeler ici les travaux de MM. CONSIDÈRE,

LE CHÂTELIER, FRÉMONT, ISOD, CHARPY, etc., dont certains datent du siècle passé.

Les opinions, cependant, divergent quant aux causes profondes de ces phénomènes et aux lois qui les régissent, spécialement en ce qui concerne la relation entre la température critique et l'état de contraintes. Comme le remarque M. RÜHL, l'inconvénient n'est pas très grand en pratique puisqu'il est presque impossible de déterminer en chaque point d'un ouvrage l'état de contraintes total, celui-ci dépendant largement des tensions internes, inaccessibles au calcul.

L'analyse des divers accidents provoqués par les ruptures fragiles prouve, selon M. RÜHL, que le comportement global des ouvrages présente des caractéristiques semblables à celles des essais de résilience. Là aussi, on obtient soit des ruptures fragiles à allongement quasi nul, survenant sans avertissement, soit des ruptures à grand allongement. D'autre part, il existe une température de transition assez bien délimitée entre les deux modes de rupture, comme à l'essai de choc sur barreau entaillé.

Les résultats expérimentaux dans ce domaine sont encore rares et on lira donc avec intérêt le mémoire de M. FALTUS qui se rapporte à l'influence des goussets, soudés aux semelles tendues, sur la fragilité des poutres fléchies. Pour les aciers utilisés dans les essais décrits, la température critique est presque toujours supérieure à $-40°$, quelle que soit la forme adoptée pour les goussets. Cependant, si l'on introduit, dans la région du raccordement, des contraintes internes de compression, grâce à des points de chauffe appropriés, des ruptures par décohésion ne se produisent que pour les goussets sans raccordements progressifs. Ces expériences mettent donc bien en évidence l'influence de l'état de contraintes, dû tant aux tensions internes qu'à l'effet des discontinuités constructives.

Il eût été instructif d'établir, pour chaque type de gousset et chaque sorte d'acier utilisée, le domaine de transition entre les cassures à nerf et les cassures à grain et de comparer ces résultats avec les températures critiques données par les éprouvettes de résilience.

Cet aspect du problème intéresse en effet particulièrement l'ingénieur chargé de fixer la qualité de l'acier à mettre en œuvre dans un ouvrage soudé. Bien entendu il est exclu de ne recourir qu'à des aciers spéciaux, d'une composition et d'une élaboration parfaite, ayant subi des traitements appropriés: les lois élémentaires de l'économie et de la concurrence s'y opposent. On choisira en conséquence, parmi les différentes qualités énumérées dans les normes ou proposées par les aciéries, celle qui présente les garanties nécessaires et suffisantes, compte tenu des conditions données.

Or, à l'heure actuelle, les aciers disponibles sont généralement classés, en ce qui concerne leur tendance à la fragilité, à l'aide des résultats des essais au choc sur éprouvettes entaillées. Deux paramètres principaux entrent en ligne de compte: la température et le genre d'entaille, déterminant pour la sévérité

de la mise en tension tridimensionnelle. On peut donc opérer, soit avec des températures critiques variables et une entaille déterminée, soit avec des entailles de rigueur croissante, à température constante; éventuellement les deux systèmes seront combinés. Pour plus de détails, on consultera, par exemple, les Recommandations élaborées par la Commission IX de l'Institut International de Soudure (document BONHOMME), la norme DIN 17100 ou la norme BS 2762. Remarquons simplement que la notion de température critique ne figure pas explicitement dans ces prescriptions; on s'est contenté de fixer une valeur relativement faible de la résilience, exigée à une température donnée.

Pour choisir la qualité d'acier appropriée, il faudrait évidemment connaître avec certitude la relation entre la tendance à la fragilité de l'ouvrage — ou de l'élément d'ouvrage — soudé, et celle du matériau, caractérisée par les essais sur éprouvettes. Pour ce faire, on peut par exemple, chercher quelle sorte d'éprouvette entaillée donne la même température de transition que l'élément d'ouvrage considéré. C'est le procédé utilisé par M. SCHNADT. Quant à M. RÜHL, il propose de recourir à un seul type d'éprouvette et de classer les éléments d'ouvrage par la différence entre leur température critique et celle des éprouvettes. Dans l'un et l'autre cas, on admet implicitement que la concordance entre l'élément d'ouvrage et l'essai de résilience qui sert à le classer ne dépend pas de la qualité de l'acier, ce qui est loin d'être prouvé.

La véritable difficulté n'est donc pas de classer les aciers, mais bien les éléments d'ouvrage. A notre avis, les bases expérimentales sont encore insuffisantes pour permettre de résoudre le problème. Nos connaissances relatives aux températures de transition des constructions sont en effet très fragmentaires et l'on en est encore à estimer l'influence des facteurs principaux, qui dépendent tant de la conception générale que de la technique de fabrication: l'épaisseur, la disposition et les formes constructives, les déformations à froid lors de la fabrication (vieillissement), les électrodes utilisées, la séquence adoptée pour les soudures (tensions résiduelles) et les soins apportés à leur exécution, le recuit de détente, la valeur des contraintes de service, spécialement des contraintes permanentes, etc. La simple énumération de ces facteurs, pourtant bien incomplète, montre que le problème est complexe et que l'on ne peut guère le réduire à un schéma trop simpliste.

La tendance à la fragilité n'est d'ailleurs pas la seule propriété de l'acier à considérer; les caractéristiques qui exercent une influence sur la disposition à la fissuration, ou à la formation de défauts graves dans le cordon de soudure et sa zone de transition, sont également importantes, puisqu'il faut éviter que l'opération de soudage ne produise des entailles aiguës, qui seraient autant d'amorces possibles de ruptures. Or la fissuration à froid dépend largement de l'aptitude à la trempe du métal et de la ténacité de la zone de transition sous les contraintes multi-axiales. Pour la fissuration à chaud du métal déposé et la formation de pores ou d'inclusions, les propriétés du métal de base jouent

également un rôle. En principe tout au moins, l'examen de la résilience du métal de base devrait dès lors être complété par des essais effectués sur la soudure et la zone de transition. Pour les aciers faiblement carburés et pratiquement non alliés, on peut se dispenser de tels essais pour les ouvrages courants, à condition que l'on connaisse bien le problème et que l'on prenne les précautions nécessaires, par exemple dans le choix des électrodes.

Qualité et contrôles

Dans leurs mémoires, M. DIXON, M. CH. DUBAS et M. THOMPSON se sont occupés des problèmes que pose l'exécution des ouvrages soudés, et plus spécialement de la question de la qualité et du contrôle nécessaire à son obtention et à son maintien.

Pour réaliser une construction soudée de haute qualité, il faudra d'abord mettre en œuvre un matériau bien adapté. A l'heure actuelle, ce choix sera guidé avant tout par des considérations relatives à la fragilité, problème dont nous venons de parler, en indiquant brièvement les principaux facteurs à considérer. Ajoutons simplement ici que le choix des électrodes joue un rôle important; dans certaines conditions, une électrode de haute qualité permettra de fixer des exigences moins sévères pour l'acier. Nous pensons spécialement aux électrodes basiques, peu sensibles à la fragilité et aux impuretés du métal de base.

C'est en principe lors de la réception aux laminoirs que s'opérera le contrôle des propriétés de l'acier. Cependant, pour les charpentes ordinaires, on renonce souvent à prévoir une véritable recette et les fers parviennent à l'utilisateur sans contrôle d'un organisme indépendant, quelquefois même sans contrôle de l'aciérie. On peut se demander si, par suite de l'importance prise par les problèmes de fragilité en construction soudée, les entreprises de charpente métallique n'en arriveront pas à disposer d'un petit laboratoire d'essais, permettant d'effectuer des analyses chimiques et métallographiques simples, de déterminer les caractéristiques mécaniques des aciers, en particulier les résiliences, et même de s'assurer, par des contrôles aux ultrasons, de l'absence de doublures, malheureusement fréquentes dans les aciers de qualité calmés à l'aluminium. Dans certains pays, quelques entreprises ont déjà adopté cette solution, spécialement celles qui fabriquent aussi de la grosse chaudronnerie. Bien entendu, ce laboratoire s'occupera aussi des contrôles destructifs et non destructifs des soudures, dont nous parlerons par la suite.

Quant au bureau d'études, il devra fixer la conception générale de l'ouvrage et les détails constructifs, en tenant compte non seulement des avantages mais aussi des exigences spécifiques de la soudure. On évitera en particulier tout ce qui peut provoquer des accumulations de tensions; celles-ci diminuent en effet la résistance à la fatigue et augmentent le danger de rupture fragile. On s'efforcera d'assurer une transmission des efforts aussi fluide que possible et de veiller à faciliter les adaptations plastiques.

Lors de l'établissement des dessins, les bureaux d'études devront toujours travailler en étroite collaboration avec les organes d'exécution. Il faut en effet rendre la fabrication aussi aisée que possible, ce qui diminue la probabilité d'obtenir des défauts graves. Souvent il est recommandable et avantageux d'établir un plan de soudage détaillé, tenant compte des propriétés des électrodes utilisées. Ce plan ne peut d'ailleurs être qu'un compromis puisqu'il s'agit de limiter à la fois deux phénomènes antagonistes: les contraintes résiduelles et les déformations de retrait.

La préparation du travail d'atelier s'étendra également à la question des traitements thermiques (préchauffage, recuit) et à l'étude des dispositifs destinés à faciliter la soudure dans des positions aisées (manipulateurs, positionneurs). Comme le remarque M. DIXON, une préparation poussée est toujours indiquée; tout en permettant d'améliorer la qualité, elle conduira souvent à une économie de main-d'œuvre.

La qualité d'une construction soudée dépend naturellement très largement de l'excellence du travail à l'atelier. Tout d'abord, les éléments seront soigneusement préparés. Il n'est peut-être pas nécessaire d'imposer partout le rabotage comme le suggère M. THOMPSON, mais il n'en reste pas moins que des coupes et des chanfreins réguliers facilitent le travail d'assemblage et de soudure, tout en diminuant le risque d'obtenir des pores.

L'effort principal portera cependant sur la surveillance du travail de soudure proprement dit. Pour cela, un contrôle serré des soudeurs, plutôt que des soudures, est indispensable. Le contrôle commencera pendant l'opération de soudage; il s'étendra au gougeage et à la reprise à l'envers. Remarquons ici que certains détails, peu importants au premier abord, peuvent être en réalité décisifs pour la sécurité; ainsi l'amorçage de l'arc sur la pièce à souder provoque éventuellement une entaille, nuisible quand l'acier est fragile. Ce danger est mis en évidence par l'un des essais de M. FALTUS.

L'examen des soudures terminées revêt une importance toute spéciale. Le contrôle portera d'abord sur les dimensions réalisées, qui doivent être conformes aux indications des dessins, et sur l'aspect extérieur de la soudure, très révélateur à un œil exercé. C'est cependant l'examen radiographique (ou gammagraphique), complété éventuellement par un contrôle ultrasonique, qui fournira les renseignements les plus importants. Il permet d'éduquer les soudeurs et d'améliorer leur technique, ce qui se ressentira également dans les ouvrages non vérifiés spécialement.

Les contrôles destructifs sur coupons donnent par contre plutôt des indications sur la qualité de l'acier et du métal d'apport et sur leur compatibilité. Quant aux essais de charge (ou de mise en pression), bien que très recommandables, ils ne révèlent que certains défauts de conception et d'exécution; leur valeur, surtout d'ordre subjectif et psychologique, est donc loin d'être absolue.

Mentionnons pour terminer le contrôle final des dimensions géométriques des pièces terminées, qui montrera avec quelle précision les dessins ont été

respectés. M. THOMPSON traite en détail les précautions à prendre: dressage, déformation préalable des semelles, contreflèches supplémentaires, mise en longueur, etc...

Conclusions

Comme tous les ouvrages de l'ingénieur, les constructions soudées doivent remplir à la fois des conditions de sécurité et d'économie.

Le problème de la sécurité, dans les ouvrages soudés, a deux aspects, puisqu'il est indispensable de se couvrir aussi bien contre le danger de ruptures par décohésion que contre l'apparition de sollicitations trop élevées, pouvant amener la ruine de l'ouvrage.

La question de la fragilité ne peut être résolue que par le choix d'un acier approprié, compte tenu des dispositions constructives adoptées et de l'influence des procédés de fabrication. Remarquons à ce sujet que, souvent, il est pratiquement inutile de réduire, même fortement, les taux de travail; cela conduirait en effet à prévoir des épaisseurs plus fortes, en aggravant ainsi le danger de rupture fragile.

L'autre aspect de la sécurité, celui relatif aux sollicitations dues aux charges extérieures, est plus familier aux ingénieurs, car il est commun à tous les modes de construction. Qu'il s'agisse de la ruine plastique ou de la fatigue, la résistance dépend avant tout des contraintes de service et assez peu, ou pas du tout, des tensions internes. Même en construction soudée, il est donc en principe loisible, une fois résolu le problème de la fragilité, de réduire les exigences du contrôle de fabrication et de tenter de compenser l'effet des défauts possibles en limitant les contraintes admissibles. On voit bien cependant ce qu'un tel procédé a d'aléatoire quant à la sécurité effective de l'ouvrage. Ce procédé est-il au moins *économique?* Nous ne le pensons pas.

Par rapport aux économies réalisées sur la matière première, les frais supplémentaires provoqués par des exigences plus sévères sont en effet relativement modérés, tant pour le coût du contrôle proprement dit (personnel, laboratoire, équipement, films, etc.), que pour l'augmentation éventuelle de la main d'œuvre, due à une diminution du rendement. M. DIXON donne à ce sujet des précisions intéressantes et il rappelle que cette diminution, importante pendant la période d'introduction des nouvelles mesures, devient modeste par la suite. Dans certains cas même, l'adoption d'un contrôle plus strict peut réduire le nombre d'heures de fabrication; en effet, selon M. DIXON, le bureau d'études avait auparavant tendance à prendre trop de précautions en prescrivant, par exemple, des épaisseurs et des longueurs de cordons exagérées. Remarquons enfin que l'amélioration de la qualité se manifestera pour l'ensemble de la production: un atelier soumis à une organisation donnée produit une qualité moyenne déterminée, pratiquement indépendante des pièces sur lesquelles porte effectivement le contrôle.

A notre avis, la qualité paie donc à la longue; l'expérience de nombreux ateliers de fabrication le prouve. Comme le soulignent M. DIXON et M. CH. DUBAS, la différence qui existait, il y a quelques années encore, entre le domaine de la grosse chaudronnerie et celui de la charpente métallique tend à se combler; la haute qualité, exigée par des considérations de sécurité dans le domaine des conduites forcées et des récipients sous pression, a montré aussi ses avantages dans le domaine des ponts et charpentes.

b) Boulons à haute résistance

Il n'y a guère plus d'une dizaine d'années que l'usage des boulons précontraints à haute résistance (boulons *HR*) a commencé à se répandre aux Etats-Unis dans le domaine des ponts et charpentes; en Europe, leur utilisation est encore plus récente. Il s'agit donc d'un mode d'assemblage relativement nouveau et qui figure pour la première fois au programme de nos congrès. Remarquons cependant que les constructeurs de machines emploient depuis longtemps les boulons à serrage intensif pour reprendre des efforts de traction et même, dans certains cas particuliers, des efforts de cisaillement (accouplements préserrés).

En construction métallique également, l'influence favorable de la friction sur le comportement des assemblages était bien connue et l'on pouvait, en principe, envisager des efforts transmis uniquement par frottement, grâce à une précontrainte transversale énergique. Il a fallu néanmoins des années de recherches pour vaincre les difficultés principales: obtenir économiquement un serrage contrôlable et durable, avec une friction aussi élevée que possible.

Le problème semble aujourd'hui en grande partie résolu; des règles d'utilisation ont été établies et les boulons *HR* ont conquis un champ d'applications important et varié. A l'aide des quatre contributions présentées, nous allons tenter de donner un aperçu succint de nos connaissances actuelles, en rappelant les principaux résultats des recherches et les particularités de la mise en œuvre.

Mode d'action des boulons à haute résistance

On n'ignore pas que la tige des rivets correctement posés est soumise, par l'effet du retrait thermique, à des tractions dépassant la limite élastique, ce qui permet de transmettre certains efforts par friction. Le serrage des boulons ordinaires, noirs ou tournés, produit le même effet. Toutefois, comme la limite élastique des rivets et des boulons ordinaires est relativement peu élevée, ces forces de serrage sont modérées; leur valeur effective, d'ailleurs difficilement contrôlable en pratique, varie dans de larges proportions selon les conditions d'exécution; avec le temps, on peut même arriver au desserrage complet de certaines attaches soumises à des efforts dynamiques.

Dans le calcul des assemblages classiques, il serait donc imprudent de tenir compte de la friction; on ne considère que le cisaillement des tiges et la pression latérale, facteurs décisifs dès que le frottement est vaincu.

Dans les assemblages boulonnés *HR*, les rôles sont inversés: les efforts de serrage et de frottement sont primordiaux pour le calcul, et la charge de glissement est la grandeur caractéristique, déterminante pour évaluer la sécurité. La résistance au cisaillement et la pression latérale n'interviennent par contre qu'au moment de la rupture. Pour que les hypothèses de calcul soient satisfaites, il faudra donc mettre en œuvre un préserrage contrôlé et durable, et réaliser un coefficient de frottement déterminé. Nous verrons par la suite comment on s'efforce de remplir ces conditions impératives.

Les boulons *HR* peuvent être également utilisés pour transmettre des efforts de traction agissant parallèlement à leur axe. Ils travaillent alors en principe comme des boulons ordinaires; leur haute résistance et la précontrainte élevée leur confèrent cependant des avantages certains.

Forme et caractéristiques des boulons à haute résistance

Les coefficients de frottement obtenus dans les assemblages par friction étant sensiblement inférieurs à 1, les boulons *HR* devront être fortement précontraints pour être capables de transmettre des efforts égaux ou supérieurs à ceux repris par les rivets ou boulons ordinaires. Comme son nom l'indique, le boulon *HR* présentera donc des caractéristiques mécaniques très élevées. Selon les pays, les dénominations et les prescriptions varient, avec des résistances à la rupture comprises entre 70 kg/mm² (B.S. 1083, R 45/55) et 120 kg/mm² (DIN 267,12 K) et des limites élastiques comprises entre 53 et 108 kg/mm². Il est naturellement tentant d'utiliser des boulons à très haute résistance, mais il ne faut pas oublier que leur allongement à la rupture est réduit, ce qui peut conduire à certaines difficultés lors de la pose.

Extérieurement, un boulon *HR* ne se distingue guère d'un boulon ordinaire. Le rayon du congé de raccordement entre le fût et la tête a cependant été augmenté, l'expérience ayant montré qu'il s'agissait d'un point faible. D'autre part, le boulon est toujours utilisé avec deux rondelles, l'une sous la tête, l'autre sous l'écrou. Ces rondelles sont en acier dur et elles répartissent sur les pièces à assembler les efforts de serrage, prévenant ainsi des déformations plastiques trop grandes, qui causeraient avec le temps une réduction sensible de la précontrainte. Des précautions spéciales pour empêcher le desserrage des écrous ne sont pas nécessaires. Quant aux trous, leur diamètre peut être sans danger supérieur à celui du fût puisque le boulon ne travaille normalement ni au cisaillement, ni à la pression latérale; le jeu vaut généralement 1 à 1½ mm, ce qui facilite le perçage et permet éventuellement de supprimer l'alésage au montage.

Recherches relatives aux efforts de serrage et de friction

La mise au point du nouveau moyen d'assemblage par friction a nécessité des essais nombreux et des études poussées. Commencées et poursuivies pendant de longues années aux Etats-Unis, ces recherches ont été également développées en Europe, spécialement en Allemagne. Les mémoires de M. BERRIDGE, de MM. WRIGHT et LEWIS et de M. STEINHARDT en donnent l'historique et nous nous contenterons de résumer les principaux résultats expérimentaux. Nous parlerons d'abord des essais relatifs aux efforts de serrage et de friction.

Le premier problème qui se pose est celui de *mesurer l'effort de précontrainte* appliqué. Pour ce faire, on a cherché la relation qui lie le couple de torsion M_t exercé sur l'écrou, relativement facile à déterminer, à l'effort de serrage P engendré dans la tige. Cette formule s'écrit:

$$M_t = k \times d \times P,$$

d désignant le diamètre nominal du boulon et k, un coefficient sans dimensions. Ce coefficient dépend à la fois du filetage et des conditions des frottements internes, c'est-à-dire des matériaux, de l'état de surface, du degré de lubrification, et même de la forme des filets et du procédé de fabrication, ainsi qu'il ressort du mémoire de M. BERRIDGE. Pour des boulons convenablement graissés d'un type déterminé, la dispersion des valeurs expérimentales de k est cependant acceptable, de l'ordre de 5 à 10%. Comme la mesure du moment appliqué est elle-même affectée d'une erreur, pouvant atteindre 10%, la précontrainte effective ne sera pas connue très exactement, d'où une certaine insécurité. Il existe bien des dispositifs de contrôle qui permettent de calibrer les clefs utilisées en mesurant les tensions d'un boulon étalon, ce qui supprime une partie des causes d'erreur. Cependant il serait utile de disposer d'un appareil simple permettant la mesure directe et précise de l'effort de serrage effectif des boulons posés.

On peut d'ailleurs éluder la difficulté en substituant à la mesure précise de l'effort une évaluation grossière de l'allongement; c'est le principe de la méthode dite «part-torque part-turn» citée par M. BERRIDGE et par MM. WRIGHT et LEWIS. Le boulon est serré d'abord à fond à la main, c'est-à-dire à une valeur comprise entre ¼ et ¾ de l'effort nominal. On tourne ensuite l'écrou de ½ à 1 tour, à l'aide d'une clef pneumatique, ce qui introduit dans la tige des tensions supérieures à la limite élastique conventionnelle (0,2%). A cause du comportement plastique de l'acier, ces tensions dépendent assez peu de la précontrainte initiale du boulon serré à la main, comme cela ressort du diagramme figurant dans le mémoire de MM. WRIGHT et LEWIS. Pour provoquer la rupture, il faudrait encore donner 1 à 2 tours supplémentaires d'écrou; la marge contre les imprécisions de montage paraît donc suffisante.

Cette méthode de serrage au «tour d'écrou» est utilisée surtout dans les

pays anglo-saxons; elle est séduisante au premier abord puisqu'elle permet d'obtenir des préserrages énergiques et relativement précis sans un équipement coûteux. Une précontrainte dépassant la limite élastique pourrait cependant exercer une influence fâcheuse sur la sécurité de l'assemblage. Il est vrai que les rivets posés à chaud sont sollicités de la même façon, mais ils sont plus doux que les boulons *HR* et possèdent une réserve plastique bien supérieure. Quant aux effets de la relaxation, il est improbable qu'ils ne se manifestent pas dangereusement à la longue. Comme le remarquent MM. WRIGHT et LEWIS, la prudence paraît surtout s'imposer pour les assemblages sollicités par des efforts agissant parallèlement à l'axe des boulons.

Des recherches plus poussées semblent donc nécessaires pour élucider la question de la précontrainte admissible dans les boulons *HR*, en tenant compte de l'influence de la relaxation ou du fluage.

L'effort que peut transmettre un boulon *HR* dépend non seulement de la valeur du préserrage mais encore du *coefficient de frottement* des surfaces en contact. Aux Etats-Unis on n'avait, au début, pas approfondi cet aspect du problème. Le but des essais était en effet bien délimité: déterminer dans quelles conditions un rivet peut être remplacé par un boulon *HR* correspondant. Comme les contraintes de cisaillement admissibles dans les rivets sont peu élevées aux Etats-Unis, un coefficient de frottement de 0,25 à 0,30 est suffisant, pourvu que la précontrainte s'élève à environ 5 t/cm^2. Des frictions de cet ordre sont atteintes sans difficulté si les surfaces sont propres, exemptes d'huile, de peinture, etc...

En Allemagne, par contre, on a accordé d'emblée une attention spéciale à la question du frottement et on a cherché à améliorer le coefficient de friction par un traitement approprié. Comme l'indique M. STEINHARDT, c'est le décapage au jet de sable ou au chalumeau qui a donné les meilleurs résultats, soit un coefficient minimum de 0,45 pour l'acier doux 37 et de 0,60 pour l'acier 52. Pour l'acier doux, ces valeurs sont corroborées par les essais entrepris dans d'autres pays.

Recherches relatives à la résistance des assemblages

Nous considérerons tout d'abord les assemblages où les efforts agissent *perpendiculairement à l'axe des boulons* et sont transmis par friction, pratiquement sans aucun déplacement relatif des surfaces en contact. L'assemblage est donc très rigide et la répartition des efforts sur les différents boulons sera loin d'être uniforme: les boulons extrêmes reprendront pratiquement toute la force et les autres seront inopérants. Lorsque la charge de glissement du premier boulon sera dépassée, le second commencera à agir efficacement et ainsi de suite, jusqu'au moment où l'effort appliqué égalera la somme des frictions des boulons. L'ensemble de l'assemblage se mettra alors en mouvement pour ne s'arrêter que lorsque les boulons seront venus en contact avec les bords des

trous: on aura atteint la charge de glissement critique, grandeur caractéristique de l'assemblage par friction. Pour un effort supérieur, le mode d'action des boulons *HR* commencera à se rapprocher de celui des rivets et boulons ordinaires, et la rupture *statique* sera en principe semblable à celle des assemblages classiques; en particulier, la charge de rupture, en général bien supérieure à celle de glissement, ne dépendra pratiquement ni du préserrage initial ni de l'état des surfaces en contact.

On sait que la résistance des éléments d'ouvrage soumis à la *fatigue* est fonction de la concentration inévitable des contraintes au droit des discontinuités, trous et entailles de toutes sortes. Les assemblages à haute résistance transmettent les efforts par frottement des surfaces, ce qui réduit considérablement les pointes de tensions. Leur résistance à la fatigue sera donc supérieure à celle des éprouvettes forées et des assemblages rivés. Dans la plupart des essais, les ruptures se sont produites dans la section non déforcée.

Comme nous l'avons signalé, la répartition longitudinale des efforts dans un assemblage très rigide — tel celui à friction — est caractérisée par une concentration aux extrémités de l'assemblage. Pour des sollicitations dynamiques, on peut se demander si une égalisation des efforts des boulons par petits glissements relatifs se produit comme dans les attaches soumises à une sollicitation statique. L'influence de ces glissements sur la valeur de la friction serait d'ailleurs à étudier puisque des essais récents effectués en Allemagne de l'Est montrent une forte diminution des frottements lorsque les pièces assemblées ont déjà subi une série de glissements. Il conviendrait également d'étendre les recherches au domaine, très important pour la pratique, des sollicitations répétées en nombre modéré, jusqu'à obtenir le raccordement avec les essais statiques.

Quant aux assemblages soumis à des efforts agissant *parallèlement à l'axe des boulons*, ils sont encore assez mal connus. Par suite de la précontrainte, les forces extérieures de traction ne provoquent qu'une faible augmentation de la tension des boulons tant que l'assemblage ne décolle pas. Il en résulte une diminution importante des déformations de l'attache et une augmentation appréciable de la résistance à la fatigue. Les recherches dans ce domaine sont activement poussées et l'on obtiendra certainement sous peu des résultats intéressants.

Prescriptions

Nous remarquerons simplement ici que les règles américaines actuelles, comme les essais qui ont permis de les établir, se rapportent au remplacement des rivets par des boulons *HR*, tandis que les normes allemandes considèrent les boulons *HR* comme un moyen d'assemblage foncièrement nouveau. Cette manière de voir nous semble plus indiquée et elle est en train de s'imposer également aux Etats-Unis.

C'est donc par rapport à la charge de glissement que l'on déterminera la

sécurité de l'assemblage. Pour les éléments soumis à des sollicitations statiques, on pourra toutefois tenir compte de la marge de résistance jusqu'à la rupture. Il ne faut cependant pas oublier que les glissements des assemblages *HR* sont importants, à cause du jeu dans les trous, et que les déformations d'ensemble des ouvrages que ces déplacements peuvent provoquer sont inacceptables en certains cas.

Mise en œuvre et équipement

Pour satisfaire aux hypothèses de calcul, il est indispensable que les forces de friction admises soient effectivement atteintes; l'effort de serrage et le coefficient de frottement devront donc être contrôlés soigneusement lors du montage.

Pour obtenir une précontrainte déterminée, on peut, comme nous l'avons indiqué, mesurer le moment de serrage ou tourner l'écrou d'un certain angle. Le premier procédé a été utilisé dès le début; il est encore très répandu et c'est même le seul autorisé en Europe continentale. Dans son mémoire, M. BERRIDGE décrit en détail les différents types de clefs employées, dynamométriques ou à air comprimé. Mentionnons également les boulons nouveaux à «autoréaction»: la réaction du moment de serrage appliqué à l'écrou est transmise à une prolongation de la tige du boulon, ce qui décharge l'opérateur. En prévoyant une rainure calibrée entre la tige et sa prolongation, on crée une section déforcée qui rompt en torsion dès que l'on atteint un moment déterminé, dépendant de la résistance effective du boulon; le contrôle se fait donc par le boulon lui-même, qui porte le nom de «Torshear».

Comme l'indique M. STEINHARDT, la valeur du coefficient de frottement est également mesurable au chantier.

L'ordre dans lequel on serre les boulons doit être déterminé avec soin. Sans cela, les boulons mis d'abord en précontrainte pourraient ne plus avoir à la fin l'effort de serrage désiré.

Applications des boulons à haute résistance

Le mémoire de M. BERRIDGE, qui décrit les nombreuses utilisations de boulons *HR* sur le réseau des «British Railways», montre bien la variété des applications possibles.

C'est à un mode d'emploi spécial qu'est consacré le mémoire de M. SATTLER. Il s'agit de la liaison de la poutre en acier à la dalle en béton dans les ouvrages mixtes. Les essais décrits par M. SATTLER indiquent que, moyennant certaines précautions, il est possible de remplacer les chevilles, toujours dispendieuses, par des boulons *HR* serrant vigoureusement la dalle contre la membrure. Les efforts sont transmis par frottement, avec un coefficient de l'ordre de 0,45. La charge de rupture statique est bien supérieure à celle provoquant le début du glissement. Des essais complémentaires seront nécessaires pour déterminer le comportement à la fatigue de ces liaisons.

Comme chaque dispositif d'assemblage, les boulons *HR* ont leurs particularités qui influencent considérablement la conception des attaches et même des ouvrages. Il se dessine une évolution un peu semblable à celle des constructions soudées, bien que plus limitée, et qui donnera à l'assemblage *HR* ses formes spécifiques propres, différentes de la rivure. En particulier, la rigidité très grande des assemblages par friction et la concentration des efforts aux extrémités qui en résulte obligent à prévoir des attaches aussi courtes que possible; on essayera également d'améliorer la répartition longitudinale, par exemple en étudiant spécialement la forme des goussets ou en reprenant le poids propre par les boulons intérieurs seuls.

Parlons encore pour terminer des avantages économiques que l'on peut retirer de l'emploi des boulons *HR*. Actuellement, les boulons, en eux-mêmes, sont plus chers que les rivets. Cependant la préparation plus simple en atelier des éléments de l'attache et surtout la pose au montage plus rapide et moins bruyante, avec une équipe réduite et un outillage modéré, permettent de compenser plus ou moins largement la différence. Ainsi, dans les pays à salaires élevés, comme les Etats-Unis, les rivets de montage ont presque complètement disparu. Par ailleurs, si paradoxal que cela puisse paraître, le développement de la soudure, en provoquant une pénurie de riveurs qualifiés, a favorisé l'extension des boulons *HR*.

Conclusions

Avec le boulon *HR*, le constructeur dispose d'un nouveau mode d'assemblage, aux caractéristiques très intéressantes. Nous en avons rappelé brièvement les avantages techniques et économiques, tout en soulignant les lacunes de nos connaissances et les difficultés inhérentes à une mise en œuvre correcte.

A notre avis, une certaine prudence s'impose encore dans l'emploi des boulons *HR*; il n'est en effet pas exclu que les efforts de serrage (relaxation), et même les coefficients de frottement, ne varient plus fortement avec le temps que ne le laissent supposer les résultats des essais de relativement courte durée acquis actuellement. Ce problème est de la plus haute importance pour les assemblages sollicités à la fatigue, dont la marge de résistance entre le glissement et la rupture est très faible.

Generalbericht

a) Schweißung

Die Forschung auf dem Gebiet der Schweißung hat in den letzten Jahren einen derartigen Umfang angenommen, daß es uns absolut unmöglich ist, hier auch nur eine summarische Übersicht zu geben. Wir beschränken uns daher auf die Probleme, welche in den sechs vorliegenden Abhandlungen behandelt wurden und welche besonders die Ingenieure des Brücken- und Hochbaus interessieren.

Der Einfluß der Längsspannungen in Kehlnähten

Die erste Abhandlung von F. FALTUS ist ein vorwiegend auf Versuchen basierender Bericht über den Einfluß der Längsspannungen in hauptsächlich auf Schub beanspruchten Kehlnähten. Es sei daran erinnert, daß dieses Problem am Kongreß von Lissabon von G. WÄSTLUND und L. ÖSTLUND angeschnitten wurde.

Die Probestäbe, welche F. FALTUS für seine Versuche verwendete, bestehen aus zwei gleichen Teilen, die 1 : 10 abgeschrägt, mit Flankennähten verbunden sind. Bei dieser Anordnung sollten die Längsspannungen praktisch konstant und die Schubspannungen gleichförmig verteilt sein. Diese Versuche würden also prinzipiell erlauben, die Wirkung des plastischen Ausgleichs der Schubspannungen auszuschalten und dadurch den Einfluß der Längsbeanspruchungen der Naht klarer aufzudecken. Die Streuung der Werte der Vergleichsspannung, berechnet nach der Hypothese von der Konstanz der Gestaltänderungsarbeit, ist bedeutend; dies läßt sich leicht erklären, wenn man bedenkt, daß sich diese Theorie auf den Fließzustand und nicht auf den Bruch bezieht. Die Versuchsergebnisse zeigen hingegen klar, daß die Längsspannungen die Schubfestigkeit der Kehlnähte merklich vermindern.

Die Sprödbrüche

Es ist sicher nicht notwendig, hier die Brüche in Erinnerung zu rufen, die in geschweißten Konstruktionen, vor allem in Brücken, Schiffen und Druckleitungen aufgetreten sind. Obschon die Zahl der schweren Schadenfälle im Vergleich zu den ausgeführten Bauwerken relativ klein ist, sind diese Brüche ebenso symptomatisch wie lästig: sie haben das Vertrauen, das man in die Schweißung setzte, stark erschüttert und dadurch unzweifelhaft ihre Ausbreitung verzögert. Die Untersuchungen zur Aufklärung der Ursachen dieser Schadenfälle haben indessen zu neuen Fortschritten der Technik beigetragen, indem sie das Problem der Sprödbruchanfälligkeit der Baustähle in den Vordergrund rückten; dieses ist hauptsächlich für die geschweißten Konstruktionen

von Bedeutung, obwohl es auch bei genieteten Bauwerken eine gewisse Rolle spielt. Diese Frage wird in der zweiten Abhandlung von F. FALTUS und in derjenigen von K. RÜHL behandelt.

In seinem Aufsatz gibt K. RÜHL eine allgemeine Übersicht der heutigen Kenntnisse auf dem Gebiet der Sprödbrüche; er weist auf die noch bestehenden bedeutenden Lücken hin, welche nur durch *systematische* theoretische und experimentelle Forschung ausgefüllt werden können.

Bekanntlich wird die Verformungsfähigkeit eines bestimmten Stahles gegebenen Mikrogefüges vor allem vom Spannungszustand, der Temperatur und von der Beanspruchungsgeschwindigkeit beeinflußt. Wenn sich einer dieser Faktoren ändert, so folgt die zur Herbeiführung des Bruches notwendige Energie im allgemeinen nicht einem regelmäßigen Gesetz; die Versuche, die sich hauptsächlich auf den Einfluß der Temperatur beziehen, zeigen, daß diese Arbeitsaufnahme — ausgedrückt durch die Kerbschlagzähigkeit — innerhalb einem engen Temperaturbereich einen plötzlichen Abfall, den sogenannten Steilabfall, auf einen sehr kleinen Wert erleidet. Diese Temperatur, welche als Übergangs- oder Versprödungstemperatur bezeichnet wird, trennt das Gebiet der Brüche mit großer Dehnung von dem der Sprödbrüche. Mit zunehmender Beanspruchungsgeschwindigkeit und mit zunehmender Verschärfung des Spannungszustandes wird das Steilabfallgebiet zu höheren Temperaturen verschoben. Diese Eigenschaften des Stahles sind längst bekannt. Es genügt, wenn wir hier die Arbeiten von CONSIDÈRE, LE CHÂTELIER, FRÉMONT, ISOD, CHARPY usw., deren einige aus dem letzten Jahrhundert stammen, in Erinnerung rufen.

Über Ursachen und Gesetzmäßigkeit dieser Erscheinungen herrschen aber verschiedene Meinungen; ganz besonders gilt dies für den Zusammenhang zwischen der kritischen Temperatur und dem Spannungszustand. Wie K. RÜHL bemerkt, ist dies in der Praxis kaum von Nachteil, weil es sozusagen unmöglich ist, in jedem Punkt eines Bauwerkes den totalen Spannungszustand zu bestimmen, da dieser weitgehend von den Eigenspannungen abhängt, welche sich der Berechnung entziehen.

Die Untersuchung der verschiedenen, durch Sprödbrüche verursachten Schadenfälle beweist nach K. RÜHL, daß das Verhalten eines Bauwerkes als ganzes ähnliche Merkmale aufweist wie die Kerbschlagversuche. Auch hier erhält man entweder Sprödbrüche mit sozusagen kleiner Dehnung, die ohne vorherige Anzeichen auftreten, oder aber Brüche mit großer Dehnung. Andererseits gibt es auch hier, wie beim Kerbschlagversuch, zwischen den beiden Brucharten eine ziemlich eng begrenzte Übergangstemperatur.

Auf diesem Gebiet gibt es nur wenige Versuchsergebnisse. Deshalb wird man die Abhandlung von F. FALTUS mit Interesse lesen, welche sich auf den Einfluß von angeschweißten Knotenblechen auf die Sprödbruchempfindlichkeit der Biegeträger bezieht. Für die in den beschriebenen Versuchen verwendeten Stähle liegt die kritische Temperatur fast immer über $-40°$, welcher Form

die an die Zuggurte angeschweißten Knotenbleche auch seien. Erzeugt man aber durch punktweises Erhitzen innere Druckspannungen im Gebiet des Überganges, so treten Trennbrüche nur noch bei Knotenblechen ohne progressiven Übergang auf. Diese Versuche zeigen somit den Einfluß des Spannungszustandes, sei er nun durch Eigenspannungen oder durch konstruktive Unstetigkeitsstellen bedingt.

Es wäre lehrreich gewesen, wenn man für jede Knotenblechform und für jede verwendete Stahlsorte die Temperaturlage des Steilabfallgebietes von zähem zu sprödem Bruch festgestellt und diese Ergebnisse mit den kritischen Temperaturen aus den Kerbschlagversuchen verglichen hätte.

Diese Seite des Problems interessiert in der Tat besonders den Konstrukteur, welcher die für ein geschweißtes Bauwerk zu verwendende Stahlgüte zu bestimmen hat. Wohlverstanden ist es aus Wirtschaftlichkeits- und Konkurrenzgründen ausgeschlossen, nur Sonderstähle allerbester Qualität zu verwenden: Man wählt daher aus den verschiedenen Qualitäten, welche in den Normen aufgeführt sind oder von den Stahlwerken angeboten werden, diejenige aus, welche bei den gegebenen Bedingungen gerade ausreichend gut ist.

Die heute verfügbaren Baustähle werden normalerweise, was ihre Sprödbruchanfälligkeit betrifft, mit Hilfe der Ergebnisse von Kerbschlagversuchen klassiert. Dabei spielen zwei hauptsächliche Parameter eine Rolle: die Temperatur und die Art der Kerbe, welche die Schärfe des räumlichen Spannungszustandes bestimmt. Man kann demnach mit variablen kritischen Temperaturen bei einer bestimmten Kerbform oder mit Kerben zunehmender Schärfe bei einer bestimmten Temperatur arbeiten; die beiden Systeme lassen sich auch kombinieren. Für weitere Einzelheiten wird z. B. auf die Empfehlung der Kommission IX des International Institute of Welding (Vorschlag BONHOMME), auf die neue deutsche Norm DIN 17100 oder auf die englische Norm B.S. 2762 verwiesen. Es sei hier nur festgehalten, daß der Begriff der kritischen Temperatur n den Vorschriften nicht explizit enthalten ist; man hat sich damit begnügt, für die Kerbzähigkeit einen relativ kleinen Wert festzusetzen, welcher bei gegebener Temperatur noch erreicht werden muß.

Um die geeignete Stahlgüte wählen zu können, sollte man natürlich den Zusammenhang zwischen der Sprödbruchneigung des geschweißten Bauwerkes — oder des Bauteiles — und derjenigen des durch Versuche an Probestäben charakterisierten Werkstoffes genau kennen. Um dies zu erreichen, kann man z. B. untersuchen, welche Probenform die gleiche Übergangstemperatur aufweist wie der in Frage stehende Bauteil. Dieses Verfahren wendet H. M. SCHNADT an. K. RÜHL dagegen schlägt vor, nur eine Probenform zu verwenden und die Bauteile nach der Differenz zwischen ihrer Übergangstemperatur und derjenigen der Probestäbe zu klassieren. Im einen wie im andern Fall wird implizite angenommen, daß der Zusammenhang zwischen den Bauwerken und den Kerbschlagproben, welche zu deren Klassierung dienen, von der Stahlgüte unabhängig ist, was aber keinesfalls bewiesen ist.

Die wirkliche Schwierigkeit liegt also nicht im Klassieren der Stähle, sondern im Klassieren der Bauteile. Unserer Meinung nach genügen die experimentellen Grundlagen noch nicht, um eine einwandfreie Lösung des Problems zu erlauben. Unsere Kenntnisse über die Übergangstemperaturen der Bauwerke sind in der Tat sehr fragmentarisch, und man ist noch darauf angewiesen, den Einfluß der Hauptfaktoren abzuschätzen, die sowohl von der allgemeinen Gestaltung als auch von der Fertigungstechnik abhängen: Die Dicke, die Anordnung und die konstruktive Ausbildung, die Kaltverformungen während der Herstellung (Alterung), die verwendeten Elektroden, die angenommene Schweißreihenfolge (Schrumpfspannungen) und die bei der Ausführung angewendeten Vorsichtsmaßnahmen, das Spannungsfreiglühen, die Größe der Betriebsspannungen, vor allem der ständigen Spannungen usw. Allein schon die allerdings nur unvollständige Aufzählung dieser Faktoren zeigt, daß das Problem komplex ist und sich kaum auf ein einfaches Schema reduzieren läßt.

Die Sprödbruchanfälligkeit ist übrigens nicht die einzige Eigenschaft des Stahles, die berücksichtigt werden muß; diejenigen Eigenschaften, die einen Einfluß auf die Neigung zur Rissebildung oder auf das Entstehen von schweren Fehlern in den Schweißnähten und ihren Übergangszonen haben, sind auch von Bedeutung; es muß nämlich vermieden werden, daß durch das Schweißen scharfe Kerben entstehen, von welchen jede die Ausgangsstelle eines Bruches sein könnte. Die Kaltrissigkeit des Werkstoffes hängt aber stark von seiner Neigung zur Aufhärtung und von der Zähigkeit der Übergangszone unter mehrachsigem Spannungszustand ab. Für die Warmrissigkeit des Füllgutes und für die Bildung von Poren oder Schlackeneinschlüssen spielen die Eigenschaften des Grundwerkstoffes ebenfalls eine Rolle. Grundsätzlich sollte daher die Prüfung der Kerbschlagzähigkeit des Grundwerkstoffes durch Versuche an der Schweißnaht und ihrer Übergangszone ergänzt werden. Für die schwach kohlehaltigen und praktisch nicht legierten Stähle kann man für die üblichen Bauwerke auf solche Versuche verzichten, unter der Bedingung, daß man das Problem kennt und daß man die notwendigen Vorsichtsmaßnahmen trifft, z. B. in der Wahl der Elektroden.

Qualität und Kontrollen

In ihren Abhandlungen befassen sich D. C. C. Dixon, Ch. Dubas und J. D. Thompson mit den Problemen, die sich bei der Fertigung geschweißter Bauwerke stellen. Es handelt sich dabei besonders um die Frage der Qualität und der notwendigen Kontrolle, um sie zu erzielen und beizubehalten.

Um eine geschweißte Konstruktion hoher Güte zu erhalten, muß man in erster Linie das geeignete Material verwenden. Heute wird diese Wahl vorwiegend durch Überlegungen betreffend der Sprödbruchanfälligkeit bestimmt. Dieses Problem wurde bereits angeschnitten, indem wir kurz die wichtigsten zu berücksichtigenden Gesichtspunkte angaben. Fügen wir hier nur noch bei,

daß die Wahl der Elektroden eine wichtige Rolle spielt; in gewissen Fällen erlaubt die Verwendung hochwertiger Elektroden, an den Stahl weniger strenge Forderungen zu stellen. Wir denken insbesondere an die basischen Elektroden, welche nicht zur Versprödung neigen und gegen Unreinigkeiten im Grundwerkstoff wenig empfindlich sind.

Im allgemeinen werden die Gütewerte des Stahles bei der Abnahme im Walzwerk bestimmt. Indessen verzichtet man im gewöhnlichen Stahlhochbau oft auf eine eigentliche Abnahme, und die Eisen gelangen zum Verbraucher ohne Prüfung durch eine unabhängige Organisation, manchmal selbst ohne Kontrolle durch das Stahlwerk. Man kann sich fragen, ob infolge der Bedeutung, welche die Frage der Sprödbruchsicherheit bei geschweißten Konstruktionen erlangt hat, die Stahlbauunternehmen nicht über ein kleines Versuchslaboratorium verfügen sollten; dieses würde ihnen erlauben, einfache chemische und metallographische Analysen auszuführen und die mechanischen Kennwerte des Stahles zu bestimmen, insbesondere die Kerbschlagzähigkeit. Zudem könnte der Werkstoff auch mit Ultraschallgeräten auf Doppelungen geprüft werden, welche leider in mit Aluminium beruhigten Sonderstählen häufig auftreten. In einigen Ländern sind schon verschiedene Unternehmen zu dieser Lösung übergegangen, insbesondere jene, welche auch im Großkesselbau tätig sind. Dieses Laboratorium würde wohlverstanden auch die destruktive und zerstörungsfreie Prüfung der Schweißnähte übernehmen, von welchen wir später sprechen werden.

Das technische Büro seinerseits wird die allgemeine Gestaltung und die konstruktiven Einzelheiten der Bauwerke unter Beachtung nicht nur der Vorteile, sondern auch der spezifischen Forderungen der Schweißung entwerfen müssen. Man wird insbesondere alles vermeiden, was zu Spannungsanhäufungen führen kann, da diese die Ermüdungsfestigkeit verringern und die Trennbruchgefahr vergrößern. Man wird alles unternehmen, um einen möglichst flüssigen Kraftfluß sicherzustellen und die plastische Selbsthilfe des Stahles zu erleichtern.

Beim Erstellen der Zeichnungen sollen die technischen Büros in enger Zusammenarbeit mit der Werkstattleitung stehen. Die Fertigung muß in der Tat möglichst einfach gemacht werden; dadurch verringert sich die Wahrscheinlichkeit des Auftretens schwerer Fehler. Oft ist es empfehlenswert und vorteilhaft, einen detaillierten Schweißplan aufzustellen, welcher die Eigenschaften der zu verwendenden Elektroden berücksichtigt. Dieser Plan kann im übrigen nichts anderes als ein Kompromiß sein, denn es gilt gleichzeitig zwei gegensätzliche Phänomene zu begrenzen: die Schrumpfspannungen und die Schrumpfungen.

Die Arbeitsvorbereitung wird sich ebenfalls mit der Frage der thermischen Behandlungen (Vorwärmen, Spannungsfreiglühen) befassen sowie mit dem Einsatz von Einrichtungen, welche die Ausführung aller Schweißnähte in günstiger Lage erlauben sollen (z. B. Dreheinrichtungen). Nach D. C. C. Dixon

ist eine gründliche Vorbereitung immer angezeigt; einerseits führt sie zu einer Gütesteigerung, andererseits hilft sie oft Arbeitsstunden einsparen.

Die Qualität einer geschweißten Konstruktion hängt natürlich weitgehend von der Güte der Werkstattarbeit ab. Zuerst müssen die einzelnen Elemente sorgfältig vorbereitet werden. Es ist vielleicht nicht unbedingt notwendig, die mechanische Bearbeitung vor dem Schweißen so weit zu treiben, wie es J. D. THOMPSON vorschlägt, aber Tatsache ist, daß saubere Schnitte und Anschrägungen die Arbeit beim Zusammenbau und Schweißen erleichtern und gleichzeitig die Gefahr von Porenbildungen verkleinern.

Die größten Anstrengungen müssen aber bei der Überwachung der eigentlichen Schweißarbeiten unternommen werden. Um dies zu erreichen, ist eine strenge Prüfung der Schweißer noch fast wichtiger als diejenige der Schweißungen. Die Kontrolle beginnt beim Schweißen, wobei auch das wurzelseitige Auskreuzen und Nachschweißen umfaßt werden muß. Es sei hier bemerkt, daß gewisse, zuerst unbedeutend scheinende Einzelheiten in Wirklichkeit für die Sicherheit entscheidend sein können; so kann das Zünden des Lichtbogens auf dem Werkstück eine Kerbe verursachen, welche bei sprödem Stahl schädlich ist. Diese Gefahr wird durch einen der Versuche von F. FALTUS unterstrichen.

Die Prüfung der fertigen Schweißnähte ist von ganz besonderer Bedeutung. Zuerst wird man die Abmessungen kontrollieren, welche mit den Angaben auf den Zeichnungen übereinstimmen müssen, und das äußere Aussehen der Schweißnähte beurteilen, welches einem geübten Auge viel verraten kann. Die wichtigsten Auskünfte wird man jedoch durch Röntgen, eventuell verbunden mit einer Kontrolle durch Ultraschall, erhalten. Es erlaubt die Schweißer zu erziehen und ihre Technik zu verbessern, was sich auch auf die nicht geprüften Werkstücke auswirkt.

Die destruktiven Prüfungen an Probestücken geben dagegen eher Anhaltspunkte über die Güte des Stahles und des Zusatzwerkstoffes und über ihre gegenseitige Verträglichkeit. Was die Belastungsproben (oder Druckproben) anbetrifft, so ist zu sagen, daß sie, obwohl sehr empfehlenswert, nur gewisse Fehler des Entwurfes und der Ausführung aufzeigen. Ihr Wert, welcher vorwiegend subjektiv und psychologisch ist, ist weit davon entfernt, absolut zu sein.

Erwähnen wir zum Schluß die Kontrolle der geometrischen Abmessungen der fertigen Stücke, welche zeigt, mit welcher Genauigkeit die Masse der Zeichnungen eingehalten wurden. J. D. THOMPSON behandelt die vorzusehenden Vorsichtsmaßregeln im einzelnen: Richten, vorgängiges Deformieren der Gurtungen, zusätzliche Überhöhungen, Ablängen usw.

Schlußfolgerungen

Wie alle Ingenieurbauten müssen die geschweißten Konstruktionen gleichzeitig Sicherheits- und Wirtschaftlichkeitsbedingungen erfüllen.

Was die Sicherheit anbelangt, so sind bei den geschweißten Bauwerken zwei Gesichtspunkte zu berücksichtigen; einerseits muß man sich gegen Sprödbrüche und andererseits gegen das Auftreten zu hoher Beanspruchungen schützen, welche ein Versagen des Bauwerkes herbeiführen können.

Die Frage der Sprödbruchanfälligkeit kann nur durch die Wahl eines geeigneten Stahles gelöst werden; dabei müssen auch die konstruktiven Gegebenheiten sowie der Einfluß der Herstellungsvorgänge berücksichtigt werden. Bemerken wir hier, daß es praktisch keinen Sinn hat, die zulässigen Spannungen zu vermindern; dies würde zu größeren Dicken führen und würde somit die Sprödbruchanfälligkeit nur vergrößern.

Der andere Gesichtspunkt der Sicherheit, d. h. derjenige, welcher sich auf die Beanspruchung infolge äußerer Lasten bezieht, ist den Ingenieuren vertrauter, denn er ist allen Konstruktionsarten gemeinsam. Ob es sich um einen plastischen oder um einen Ermüdungsbruch handelt, beide Male hängt die Festigkeit vor allem von den Betriebsspannungen und wenig oder gar nicht von den inneren Spannungen ab. Selbst bei geschweißten Konstruktionen ist es also im Prinzip gestattet, sobald einmal das Problem der Sprödbruchanfälligkeit gelöst ist, die Forderungen der Fabrikationskontrollen zu verringern und zu versuchen, die Auswirkung möglicher Fehler durch Begrenzung der zulässigen Spannungen auszugleichen. Man sieht indessen leicht ein, daß bei diesem Vorgehen die wirkliche Sicherheit des Bauwerkes stark vom Zufall abhängt. Ist dieses Vorgehen wenigstens *wirtschaftlich?* Wir glauben es nicht.

Im Vergleich zu den Einsparungen auf dem Werkstoff sind die durch strengere Forderungen entstehenden Mehrkosten in der Tat relativ bescheiden. Dies gilt sowohl für die Kosten der eigentlichen Kontrollen (Personal, Labor, Ausrüstung, Filme usw.) wie für eine etwaige Erhöhung der Arbeitsstunden infolge kleinerer Leistung. D. C. C. Dixon gibt hierzu interessante Angaben und betont, daß diese Verringerung der Leistung, welche bei der Einführung neuer Maßnahmen bedeutend sein kann, mit der Zeit bescheiden wird. In bestimmten Fällen ist es sogar möglich, daß durch die strengeren Kontrollen die Fabrikationszeiten verringert werden können; nach D. C. C. Dixon hatte das Konstruktionsbüro vorher die Tendenz, zu vorsichtig zu sein, indem es z. B. übertriebene Dicken und Längen der Schweißnähte vorschrieb. Bemerken wir noch, daß sich die Güteverbesserung in der gesamten Produktion bemerkbar macht: bei gegebener Organisation produziert eine Werkstätte eine bestimmte mittlere Qualität, unabhängig davon, welche Stücke wirklich geprüft werden.

Unserer Ansicht nach macht sich die Qualität auf die Dauer bezahlt, dies beweist die Erfahrung verschiedener Werkstätten. D. C. C. Dixon und Ch.

DUBAS betonen, daß die Diskrepanz, welche noch vor wenigen Jahren zwischen dem Großkesselbau und dem Stahlbau bestand, im Schwinden begriffen ist; die hohe Güte, welche für die Druckleitungen und die Druckkessel aus Sicherheitsgründen gefordert werden muß, hat ihre Vorteile auch im Gebiet des Brücken- und Hochbaues bewiesen.

b) Hochfeste Schrauben

Es ist nur wenig mehr als ein Jahrzehnt her, daß sich die Verwendung hochfester vorgespannter Schrauben (HV-Schrauben) in den Vereinigten Staaten auf das Gebiet des Brücken- und Hochbaues auszudehnen begann; in Europa ist ihre Anwendung noch jüngeren Datums. Es handelt sich also um ein verhältnismäßig neues Verbindungsmittel, welches zum erstenmal im Programm unserer Kongresse erscheint. Es sei aber festgehalten, daß die Maschinenfabrikanten seit langem Schrauben mit hoher Klemmkraft zur Aufnahme von Zugkräften und in bestimmten Einzelfällen zur Aufnahme von Scherkräften (vorgespannte Kupplungen) verwenden.

Auch im Stahlbau war der günstige Einfluß der Reibung auf das Verhalten der Verbindungen wohlbekannt, und man konnte grundsätzlich die Übertragung von Kräften durch Reibung allein, dank einer starken Quervorspannung, ins Auge fassen. Indessen bedurfte es jahrelanger Versuche zur Überwindung der Hauptschwierigkeit, d. h. der wirtschaftlichen Erzeugung einer überprüfbaren und dauerhaften Klemmwirkung, verbunden mit einer möglichst großen Reibung.

Dieses Problem scheint heute zum größten Teil gelöst; es wurden Vorschriften aufgestellt, und die HV-Schrauben haben ein bedeutendes und vielfältiges Anwendungsgebiet erobert. Mit Hilfe der vier vorliegenden Beiträge wollen wir versuchen, eine kurz gefaßte Übersicht unserer heutigen Kenntnisse zu geben; dabei sollen die wichtigsten Versuchsergebnisse und die Besonderheiten bei der Ausführung in Erinnerung gerufen werden.

Wirkungsweise der hochfesten Schrauben

Es ist allgemein bekannt, daß der Schaft der korrekt gesetzten Niete infolge der verhinderten Verkürzung bei der Abkühlung Zugspannungen ausgesetzt ist, welche die Streckgrenze übersteigen. Dadurch können gewisse Kräfte durch Reibung übertragen werden. Das Anziehen der gewöhnlichen Schrauben, seien es schwarze oder gedrehte, hat die gleiche Wirkung. Da aber die Streckgrenze der gewöhnlichen Niete und Schrauben relativ niedrig liegt, sind diese Klemmkräfte bescheiden. Ihr tatsächlicher Wert, welcher in der Praxis übrigens sehr schwer zu bestimmen ist, schwankt je nach Ausführung in sehr weiten Grenzen. Im Laufe der Zeit kann es sogar vorkommen, daß gewisse, dynamischen Beanspruchungen unterworfene Anschlüsse vollständig locker werden.

Bei den klassischen Verbindungen wäre es also unvorsichtig, die Reibung in die Berechnung einzuführen; vielmehr berücksichtigt man nur das Abscheren der Schäfte und die Lochleibung, d. h. die beiden Faktoren, welche nach der Überwindung der Reibung allein maßgebend sind.

Bei den HV-Verbindungen sind die Rollen vertauscht: die Klemm- und Reibungskräfte dienen als Bemessungsgrundlage, und die Gleitgrenze ist die maßgebende Größe zur Bestimmung der Sicherheit. Abscheren und Lochleibungsdruck dagegen spielen erst im Augenblick des Bruches eine Rolle. Um den Berechnungsannahmen Genüge zu leisten, muß demnach die Klemmkraft überprüfbar und dauerhaft sein und der Reibungskoeffizient einen bestimmten Mindestwert erreichen. Wir werden im folgenden sehen, wie man sich bemüht, diese notwendigen Bedingungen zu erfüllen.

Die hochfesten Schrauben können auch zur Übertragung von parallel zu ihren Achsen wirkenden Zugkräften herangezogen werden. Sie wirken dann grundsätzlich wie gewöhnliche Schrauben; ihre hohe Festigkeit und die beträchtliche Vorspannung verleihen ihnen aber gewisse Vorteile.

Form und Eigenschaften der hochfesten Schrauben

Da die Reibungskoeffizienten in den auf Reibung wirkenden Verbindungen wesentlich unter 1 liegen, müssen die hochfesten Schrauben, um gleiche oder größere Kräfte als die gewöhnlichen Niete oder Schrauben übertragen zu können, sehr stark vorgespannt werden. Wie es ihr Name andeutet, besitzen die HV-Schrauben sehr hohe mechanische Kennwerte. Je nach Land schwanken die vorgeschriebenen Werte für die Bruchfestigkeit zwischen 70 kg/mm² (B.S. 1083, R 45/55) und 120 kg/mm² (DIN 267, 12 K) und für die Streckgrenze zwischen 53 und 108 kg/mm². Der Gedanke liegt nahe, Schrauben mit sehr hoher Festigkeit zu verwenden; man darf aber nicht vergessen, daß ihre Bruchdehnung klein ist, was beim Einbau zu Schwierigkeiten führen kann.

Äußerlich unterscheidet sich eine HV-Schraube kaum von einer gewöhnlichen. Der Übergangsradius zwischen Schaft und Kopf wurde indessen vergrößert, weil die Erfahrung lehrte, daß sich dort ein schwacher Punkt befand. Zudem wird die HV-Schraube immer mit zwei Unterlagsscheiben verwendet: eine unter dem Kopf, die andere unter der Mutter. Diese Unterlagsscheiben sind aus gehärtetem Stahl; sie verteilen die Klemmkräfte und verhindern so zu große plastische Verformungen, welche sonst mit der Zeit eine spürbare Verminderung der Vorspannung verursachen würden. Besondere Vorsichtsmaßnahmen um ein Lösen der Muttern zu verhüten sind nicht notwendig. Der Durchmesser der Schraubenlöcher kann ohne weiteres größer sein als jener des Schaftes, weil die HV-Schrauben normalerweise weder auf Abscheren noch auf Lochleibung beansprucht werden; das Spiel beträgt im allgemeinen 1 bis 1½ mm; es erleichtert das Bohren und gestattet unter Umständen, auf das Aufreiben auf Montage zu verzichten.

Untersuchungen zur Bestimmung der Klemm- und Reibungskräfte

Zur Vervollkommnung des neuen gleitfesten Verbindungsmittels waren zahlreiche Versuche und vertiefte Studien notwendig. Nachdem die diesbezügliche Forschung in den USA begonnen und während Jahren vorangetrieben wurde, wurde sie auch in Europa, speziell in Deutschland, aufgenommen. Die Abhandlungen von P. S. A. BERRIDGE, von D. T. WRIGHT und E. M. LEWIS und von O. STEINHARDT berichten über die geschichtliche Entwicklung, so daß wir uns begnügen können, hier die wichtigsten Versuchsergebnisse wiederzugeben. Zuerst behandeln wir die Versuche zur Bestimmung der Klemm- und Reibungskräfte.

Erste Aufgabe ist das *Messen der erzielten Vorspannkraft.* Zu diesem Zweck hat man die Beziehung zwischen dem auf die Mutter ausgeübten Anziehmoment M_t, welches relativ leicht zu bestimmen ist, und der dadurch im Schaft erzeugten Klemmkraft P ermittelt. Diese Formel lautet:

$$M_t = k \times d \times P.$$

d bezeichnet den Nenndurchmesser der Schraube und k einen dimensionslosen Koeffizienten. Wie aus der Abhandlung von P. S. A. BERRIDGE hervorgeht, hängt dieser Koeffizient gleichzeitig vom Gewinde und den inneren Reibungsverhältnissen, d. h. vom Werkstoff, der Oberflächenbeschaffenheit, dem Grad der Schmierung und selbst von der Form des Gewindes und der Herstellungsmethode ab. Indessen ist die Streuung der Versuchswerte von k für genügend gefettete Schrauben vom gleichen Typ annehmbar: sie beträgt 5 bis 10%. Da die Messung des Anziehmomentes ebenfalls mit einem Fehler behaftet ist, welcher bis 10% erreichen kann, wird man die wirkliche Vorspannung nie sehr genau kennen, wodurch sich eine gewisse Unsicherheit ergibt. Es gibt wohl Kontrolleinrichtungen, welche das richtige Einstellen der verwendeten Anziehschlüssel dadurch erlauben, daß man die Spannung einer Eichschraube mißt. Damit kann man einen Teil der Fehlerquellen eliminieren. Dennoch wäre es nützlich, ein einfaches Gerät zur direkten und genauen Messung der effektiven Klemmkräfte in den angezogenen Schrauben zu besitzen.

Man kann übrigens dieser Schwierigkeit ausweichen, indem man die genaue Messung der Kraft durch ein ungefähres Abschätzen der Dehnung ersetzt. Dies ist das Prinzip der sogenannten „part-torque part-turn"-Methode, welche von P. S. A. BERRIDGE und von D. T. WRIGHT und E. M. LEWIS erwähnt wird. Die Schraube wird zuerst bis zum „handfesten" Sitz angezogen, d. h. bis zu einem Wert zwischen $\frac{1}{4}$ und $\frac{3}{4}$ der Nennkraft. Anschließend dreht man die Mutter mit Hilfe eines Luftdruckschlüssels um $\frac{1}{2}$ bis 1 Drehung, was im Schaft höhere Spannungen als die konventionelle Streckgrenze (0,2%) erzeugt. Wie aus dem Diagramm in der Abhandlung von D. T. WRIGHT und E. M. LEWIS hervorgeht, hängen diese Spannungen infolge des plastischen Verhaltens des Stahls nur sehr wenig von der anfänglichen Vorspannnung beim „handfesten"

Sitz ab. Um den Bruch hervorzurufen, brauchte es noch 1 bis 2 zusätzliche Schraubendrehungen; die Sicherheitsmarge gegen Montageungenauigkeiten scheint somit groß genug.

Diese Vorspannmethode durch „Mutterdrehen" (turn of the nut), wird vor allem in den angelsächsischen Ländern angewendet. Sie besticht auf den ersten Blick, weil sie ohne teure Ausrüstung kräftige und relativ genaue Klemmspannungen ergibt. Eine Vorspannung, welche die Streckgrenze übersteigt, könnte indessen einen unangenehmen Einfluß auf die Sicherheit der Verbindung haben. Es ist zwar richtig, daß die warm geschlagenen Niete gleichartig beansprucht werden, aber sie sind weicher als die HV-Schrauben und besitzen eine wesentlich größere plastische Reserve. Was die Wirkung der Relaxation betrifft, so ist es unwahrscheinlich, daß sie sich auf die Dauer nicht als gefährlich erweist. Wie von D. T. WRIGHT und E. M. LEWIS bemerkt wird, scheint Vorsicht vor allem bei Verbindungen mit zur Schraubenachse parallelen Kräften angezeigt.

Um die Frage der zulässigen Vorspannung aufzuklären, scheinen somit weitergehende Forschungen notwendig; dabei ist der Einfluß der Relaxation oder des Kriechens zu berücksichtigen.

Die Scherkraft, welche eine HV-Schraube übertragen kann, hängt nicht nur von der Größe der Klemmspannung, sondern auch vom Reibungskoeffizienten der Berührungsflächen ab. In den Vereinigten Staaten hatte man am Anfang diesen Gesichtspunkt zu wenig beachtet. Das Ziel der Versuche war in der Tat sehr begrenzt: es galt nur zu bestimmen, unter welchen Voraussetzungen ein Niet durch eine entsprechende HV-Schraube ersetzt werden kann. Da die zulässigen Scherspannungen für Niete in den Vereinigten Staaten klein sind, genügt ein Reibungskoeffizient von 0,25 bis 0,30, vorausgesetzt, daß die Vorspannung 5 t/cm² beträgt. Reibungen dieser Größenordnung werden ohne weiteres erreicht, falls die Oberflächen sauber und frei von Öl, Farbe usw. sind.

In Deutschland dagegen hat man von Anfang an der Frage der Reibung besondere Aufmerksamkeit gewidmet, und man hat versucht, den Reibungskoeffizienten durch eine geeignete Oberflächenbehandlung zu erhöhen. Nach Angaben von O. STEINHARDT ergibt das Sand- oder Flammstrahlen die besten Ergebnisse, d. h. einen Mindestwert von 0,45 für St. 37 und von 0,60 für St. 52. Für St. 37 werden diese Werte durch Versuche aus andern Ländern bestätigt.

Forschung in bezug auf die Festigkeit der Verbindungen

Zuerst betrachten wir die Verbindungen mit *senkrecht zur Schraubenachse* wirkenden Scherkräften, die durch Reibung praktisch ohne irgendwelche gegenseitige Verschiebung der Berührungsflächen übertragen werden. Die Verbindung ist also sehr starr und die Verteilung der Kräfte auf die verschiedenen

Schrauben wird alles andere als gleichmäßig sein: die äußersten Schrauben werden praktisch die ganze Kraft aufnehmen, während die andern unbeansprucht bleiben. Sobald die Reibungslast der ersten Schraube überschritten wird, wird die zweite zu tragen beginnen und so fort, bis die aufgebrachte Kraft mit den Reibungskräften der Schrauben im Gleichgewicht sein wird. Jetzt wird sich die Verbindung als Ganzes in Bewegung setzen und wird erst wieder zum Stillstand kommen, wenn der Lochrand am Schraubenschaft anliegt: man hat die kritische Gleitgrenze erreicht, deren Größe maßgebend ist für die Reibungsverbindung. Für eine größere Kraft wird sich die Wirkungsweise der HV-Schrauben derjenigen der gewöhnlichen Niete und Schrauben angleichen, und der *statische* Bruch wird grundsätzlich dem der klassischen Verbindungen gleichen; insbesondere wird die Bruchlast, welche im allgemeinen bedeutend höher liegt als die Gleitlast, weder von der ursprünglichen Vorspannung noch vom Zustand der Berührungsflächen abhängen.

Man weiß, daß die Festigkeit der auf *Ermüdung* beanspruchten Bauteile von der unvermeidlichen Spannungskonzentration in Unstetigkeitsstellen, Löchern und Kerben jeder Art abhängt. Bei den HV-Verbindungen werden die Scherkräfte durch Reibung der Berührungsflächen übertragen, was die Spannungsspitzen beträchtlich vermindert. Die Ermüdungsfestigkeit wird demnach größer sein als diejenige von gelochten Probestäben oder von genieteten Verbindungen. In der Großzahl der Versuche traten die Brüche im vollen Querschnitt auf.

Wie schon bemerkt, ist bei einer starren Verbindung — wie z. B. bei der gleitfesten Verbindung — die Kraftverteilung in der Längsrichtung durch eine Konzentration an den beiden Enden charakterisiert. Was die dynamischen Beanspruchungen betrifft, so kann man sich fragen, ob sich ein Ausgleich der Schraubenkräfte durch kleine „Setzungsrutschungen" wie bei einer statischen Beanspruchung einstellen kann. Der Einfluß dieser Verschiebungen auf den Wert der Reibung wäre übrigens zu untersuchen, da kürzlich in Ostdeutschland durchgeführte Versuche ein starkes Abfallen der Reibung bei Verbindungen zeigten, welche eine Reihe von Gleitverschiebungen erlitten hatten. Es wäre auch empfehlenswert, die Untersuchungen auf das für die Praxis so wichtige Gebiet der in mäßiger Zahl wiederholten Belastungen auszudehnen, damit der Zusammenhang mit den statischen Versuchen gefunden werden kann.

Die Verbindungen, bei welchen die Kräfte *parallel zur Schraubenachse* wirken, sind noch wenig erforscht. Als Folge der Vorspannung erzeugen die äußeren Zugkräfte nur eine schwache Erhöhung der Schraubenspannung, solange die Verbindung nicht klafft. Darauf ergibt sich eine bedeutende Verringerung der Formänderungen des Anschlusses und eine nennenswerte Erhöhung der Ermüdungsfestigkeit. Die Forschung wird auf diesem Gebiet energisch vorangetrieben, und man wird sicher in kurzer Zeit interessante Ergebnisse erhalten.

Vorschriften

Wir beschränken uns hier auf die Bemerkung, daß sich die gegenwärtigen amerikanischen Vorschriften — wie die Versuche, die sie aufzustellen erlaubten — auf das Ersetzen von Nieten durch HV-Schrauben beziehen, während die deutschen Normen die HV-Schrauben als ein prinzipiell neues Verbindungsmittel betrachten. Diese Betrachtungsweise scheint uns angezeigter, und sie beginnt sich auch in den Vereinigten Staaten durchzusetzen.

Die Sicherheit der HV-Verbindung wird man im Verhältnis zur Gleitlast bestimmen. Für Elemente, welche statischen Beanspruchungen unterworfen sind, wird man die Reserve bis zur Bruchlast berücksichtigen können. Dabei darf aber nicht außer acht gelassen werden, daß die Gleitwege der HV-Verbindungen infolge des Spiels in den Löchern bedeutend sind und daß die Gesamtverformung der Bauwerke infolge dieser Verschiebungen in bestimmten Fällen unzulässig sein kann.

Ausführung und Ausrüstung

Um die Berechnungsannahmen zu erfüllen, ist es unerläßlich, daß die angenommenen Reibungskräfte auch wirklich erreicht werden; die Klemmkraft und der Reibungskoeffizient müssen also während der Montage sorgfältig geprüft werden.

Um eine bestimmte Vorspannung zu erzeugen, kann man, wie wir gesehen haben, entweder das Anziehmoment messen oder die Mutter um einen bestimmten Winkel drehen. Das erste Verfahren wurde von Anfang an angewendet; es ist immer noch sehr verbreitet und ist auf dem europäischen Kontinent das einzige statthafte. In seiner Abhandlung beschreibt P. S. A. Berridge im einzelnen die verschiedenen verwendeten Schlüssel, seien es Drehmomenten- oder Druckluftschlüssel. Erwähnt seien auch die neuen „Self-Reactor"-Schrauben: Die Reaktion des auf die Mutter angewendeten Drehmomentes wird auf eine Verlängerung des Schraubenschaftes übertragen, wodurch der Arbeiter entlastet wird. Durch eine kalibrierte Kerbe zwischen dem Schaft und seiner Verlängerung erhält man eine geschwächte Zone, welche auf Torsion bricht, sobald man ein bestimmtes Moment erreicht, welches von der tatsächlichen Festigkeit der Schraube abhängt. Die Kontrolle wird also durch die Schraube selbst ausgeübt; sie trägt den Namen „Torshear".

Nach Angaben von O. Steinhardt ist die Größe des Reibungskoeffizienten auf der Baustelle ebenfalls meßbar.

Die Reihenfolge, in welcher man die Schrauben anzieht, muß mit Sorgfalt festgelegt werden. Andernfalls kann es vorkommen, daß die zuerst angezogenen Schrauben zum Schluß die gewünschte Klemmkraft nicht mehr besitzen.

Anwendung der hochfesten Schrauben

Die Abhandlung von P. S. A. BERRIDGE, welche zahlreiche Anwendungen der HV-Schrauben auf dem Netz der „British Railways" beschreibt, zeigt klar die Vielfalt der Möglichkeiten.

Einer speziellen Anwendungsart ist die Abhandlung von K. SATTLER gewidmet. Es handelt sich um die Verbindung von Betonplatte und Stahlträger bei Verbundkonstruktionen. Nach den Versuchen, welche von K. SATTLER beschrieben werden, ist es unter Beachtung gewisser Vorsichtsmaßnahmen möglich, die stets kostspieligen Dübel durch HV-Schrauben zu ersetzen, welche die Platte kräftig gegen den Obergurt pressen. Die Scherkräfte werden durch Reibung mit einem Koeffizienten von ca. 0,45 übertragen. Die statische Bruchlast liegt wesentlich höher als die Last, welche das Gleiten auslöst. Zusätzliche Versuche sind noch nötig, um das Verhalten bei Ermüdung dieser Verbindungen zu bestimmen.

Wie jedes Verbindungsmittel haben auch die HV-Schrauben charakteristische Eigenschaften, welche den Entwurf der Verbindungen und selbst der Bauwerke stark beeinflussen. Es zeichnet sich eine ähnliche Entwicklung wie bei der Schweißung ab, wenn auch in viel beschränkterem Maße, und die HV-Verbindungen erhalten ihre eigenen, von der Nietung abweichenden Ausbildungsformen. Im besonderen sei darauf hingewiesen, daß die große Starrheit der gleitfesten Verbindungen und die dadurch bedingte Konzentration der Kräfte in den Enden so kurze Anschlüsse wie möglich erfordern. Man wird ebenfalls die Verteilung der Kräfte in der Längsrichtung zu verbessern suchen, sei es durch eine besondere Ausbildung der Knotenbleche oder sei es durch Übertragung des Eigengewichts durch die inneren Schrauben allein.

Sprechen wir zum Schluß noch von den wirtschaftlichen Vorteilen, die man durch die Anwendung von HV-Schrauben erreichen kann. Im Augenblick sind die HV-Schrauben selbst teurer als die Niete. Indessen kann durch die einfachere Vorbereitung der Anschlußelemente in der Werkstätte sowie vor allem durch den schnelleren und weniger lärmigen Einbau mit einer kleinen Mannschaft und mäßigem Werkzeugbedarf auf der Montage der Unterschied mehr oder weniger ausgeglichen werden. So sind in den Ländern mit hohen Lohnkosten, wie z. B. in den Vereinigten Staaten, die Montageniete fast gänzlich verschwunden. Übrigens, so paradox es scheinen mag, hat die Schweißung der Ausbreitung der HV-Schrauben Vorschub geleistet, indem sie durch ihre Entwicklung den Mangel an qualifizierten Nietern verursachte.

Schlußfolgerungen

Mit den HV-Schrauben verfügt der Konstrukteur über ein neues Verbindungsmittel mit sehr interessanten Eigenschaften. Wir haben seine technischen und wirtschaftlichen Vorzüge kurz zusammengefaßt und dabei auf die Lücken

unserer Kenntnisse und auf die Schwierigkeiten hingewiesen, die mit einer korrekten Ausführung verbunden sind.

Unserer Meinung nach ist eine gewisse Vorsicht bei der Anwendung der HV-Schrauben noch am Platz. Es ist in der Tat nicht ausgeschlossen, daß sich im Laufe der Zeit die Klemmkräfte (Relaxation) und selbst die Reibungskoeffizienten mehr ändern werden, als es die Ergebnisse der bis jetzt durchgeführten relativ kurzfristigen Versuche vermuten lassen. Dieses Problem ist von höchster Bedeutung für auf Ermüden beanspruchte Verbindungen, bei denen die Tragfähigkeitsreserve zwischen Gleit- und Bruchlast sehr bescheiden ist.

General Report

a) Welding

Research on welding has become so extensive in recent years, that it is quite impossible to give even a brief outline in this report. We shall therefore merely discuss the problems dealt with in the six papers submitted and which are of particular interest to engineers concerned with bridges and structural engineering.

Effect of Longitudinal Stresses in Fillet Welds

The first paper by M. FALTUS is mainly an experimental study of the effect of longitudinal stresses in fillet welds, subjected principally to shear forces. It will be recollected that this problem formed the subject of a paper read by MM. WÄSTLUND and ÖSTLUND at the Lisbon Congress.

The tests described by M. FALTUS were carried out on test pieces consisting of two wedges joined by welding along their edges, inclined at 1 : 10. With this arrangement, the longitudinal stresses should be practically constant and the shear forces uniformly distributed. This test would thus make it possible, in principle, to eliminate the effects of plastic equalisation of the shear strains and hence reveal more clearly the effect of the longitudinal stresses in the weld. The scatter over the values of the comparative stress, calculated in accordance with the criterion of constant energy of distorsion, is undoubtedly quite considerable, but this is readily explicable if it is borne in mind that this theory relates to yielding and not to rupture. The experimental results, however, clearly show that the longitudinal stresses reduce the shear strength of the fillet welds to an appreciable extent.

Brittle Fracture

There is certainly no need to recall, in this report, the fractures which have occurred in certain welded structures, particularly bridges, ships and penstocks. Although the number of serious accidents is comparatively small in relation

to the number of structures that have been built, these fractures are nonetheless both symptomatic and disturbing. They have greatly shaken confidence in welded structures and have thereby undubitably retarded their extension. The methodical study of these accidents has, nevertheless, led to technical progress by focusing attention once again on the problem of the brittleness of steels, which is of capital importance for welded construction, although it also arises in connection with riveted structures. This question is dealt with in the second paper by M. FALTUS and in that by M. RÜHL.

In his report M. RÜHL gives a general outline of the present state of knowledge in regard to brittleness. He emphasises the considerable gaps which still remain and can only be filled by *systematic* researches, both theoretical and experimental.

It is well known that the capacity towards deformation of a well defined steel, with a given microstructure, depends mainly on the state of stress, the temperature, and the rate of application of the stresses. If one of these factors is varied, the work expended in fracture does not usually follow a law of uniform variation; the tests, which related mainly to the effect of temperature, show that this energy of rupture — expressed by the notch impact values — undergoes a sudden fall, within a fairly narrow range of temperature, and reaches a very low value. This temperature — known as the transition temperature — separates the region of fractures with considerable elongation from that of brittle fractures. When the rate increases or the state of stress becomes more severe, the transition temperature rises. These properties of the constructional material steel have long been known. It will suffice if we mention the work of *Considère*, *Le Chatelier*, *Frémont*, *Isod*, *Charpy*, etc., some of which dates back to the nineteenth century.

Opinions differ, however, as to the underlying causes of these phenomena and the laws which govern them, more particularly as far as the relationship between the critical temperature and the state of stress is concerned. As M. RÜHL points out, the disadvantage is not very great in practice, since it is almost impossible to determine the total state of stress, which is largely dependent on internal tensions inaccessible to calculation.

According to M. RÜHL, an analysis of various accidents caused by brittle fracture demonstrates that the overall behaviour of the structures exhibits characteristics similar to those of notch impact tests, where again the result obtained is either a brittle fracture with practically no elongation, which occurs without warning, or a fracture with considerable elongation. Furthermore, there is a fairly narrowly limited transition temperature between the two types of fracture, as in the impact test on a notched bar.

There are still very few experimental results in this field and special interest therefore attaches to the paper by M. FALTUS which deals with the effect of gussets, welded to flanges under tension, on the brittleness of deflected beams. For the steels employed in the tests described, the critical temperature is

almost always higher than $-40°C$, whatever may be the shape adopted for the gussets. However, if internal compressive stresses are introduced in the zone of the joint, by means of suitable hot spots, brittle fracture only takes place in the case of gussets without a graduated joint. These experiments thus clearly reveal the influence of the state of stress, due both to internal stresses and to the effect of structural discontinuities.

It would have been instructive to establish, for every type of gusset and every kind of steel employed, the zone of transition between granular fracture and fibrous fracture, and to compare the results with the critical temperatures given by the notched bar test pieces.

This aspect of the problem is of particular interest to the engineer responsible for determining the grade of steel to be utilised in a welded structure. It is, of course, out of the question to have recourse solely to special steels of thoroughly suitable composition and manufacture which have been subjected to appropriate treatments; the simplest considerations of economy and competition preclude it. A choice must consequently be made, from among the various grades listed in the standard specifications or suggested by the steelworks, the grade which offers adequate guarantees, having regard to the given conditions.

At the present time, the steels available are usually classified, as far as their tendency to brittleness is concerned, by means of the results of impact tests on notched specimens. Two principal parameters exert an influence: the temperature and the type of notch, which are determinative as regards the severity of the triaxial stressing. The tests may therefore be carried out either with variable critical temperatures and a given notch, or with notches of increasing severity at constant temperature; eventually the two systems will be combined. For further details reference should be made, for example, to the Recommendations drawn up by Commission IX of the International Institute of Welding (Bonhomme report), the new German standard DIN 17100 or the B.S. 2762. We should merely point out that no explicit mention of the conception of critical temperature appears in these specifications; indications are confined to fixing a relatively lower value of the notch impact properties, which is required at a given temperature.

In order to select a suitable grade of steel, it is obviously essential to know with certainty the relationship between the tendency to brittleness of the welded structure — or of the welded structural member — and that of the material characterised by tests on specimens. In order to do this, it would be possible, for example, to determine the type of notched test piece which gives the same transition temperature as the structural member under consideration. This is the procedure adopted by M. SCHNADT. On the other hand, M. RÜHL proposes to employ a single type of test piece and to classify the structural members according to the difference between their critical temperature and that of the test pieces. In both cases, it is assumed, by implication, that the

conformity between the structural member and the notch test which is used for classification, does not depend on the quality of the steel, which is far from being proved.

The real difficulty, therefore, is not to classify the steels, but to classify the structural members. In our opinion, the experimental bases are still insufficient for the solution of the problem. Our knowledge regarding the transition temperatures of structures is, in fact, of a fragmentary nature, and we are still at the stage of estimating the effect of the principal factors, which depend on the general conception as well as on the technics of manufacture: the thickness, the arrangement and the constructional shapes, the cold deformations during manufacture (ageing), the electrodes employed, the welding sequence adopted (residual stresses) and the care with which the welding operations are carried out, the stress relief heat treatment, the value of the stresses in the structure when it is in use, particularly the permanent stresses, etc. The mere enumeration of these factors — and the list is far from being complete — shows that the problem is complicated and can hardly be reduced to some over-simplified form.

The tendency to brittleness is, moreover, not the only property of the steel to be considered; the characteristics which exert an influence on the tendency to cracking or to the formation of serious defects in the weld bead and its transition zone, are equally important, since it is essential to ensure that the welding operation does not give rise to any sharp nicks, which would constitute incipient sites of fracture. Cold cracking depends mainly on the hardening capacity of the metal and on the toughness of the transition zone under multi-axial stresses. As far as hot cracking of the weld deposit and the formation of pores or inclusions are concerned, the properties of the parent metal also play a part. In principle, at least, the examination of the resilience of the parent metal should consequently be complemented by tests carried out on the weld and the transition zone. For low-carbon and practically unalloyed steels, it is possible to dispense with such tests for standard structures, provided the problem is thoroughly understood and that the necessary precautions are taken, for example, in the choice of electrodes.

Quality and Tests

In their papers, Mr. DIXON, M. CH. DUBAS and Mr. THOMPSON deal with the problems arising in the execution of welded structures, and more particularly with the question of quality and the controls required in order to achieve and maintain it.

In order to fabricate a welded structure of high quality, the first essential is to employ thoroughly suitable material. At the present time, the choice of material will be mainly governed by considerations relating to brittleness, a

problem we have just discussed, with a brief outline of the principal factors to be considered. At this point, we would merely add that the choice of electrodes plays an important part; under certain conditions a high-quality electrode will make it possible to specify less severe requirements for the steel. We have particularly in mind the use of basic electrodes which are little sensitive to brittleness and to impurities in the parent metal.

As a rule, a check on the properties of the steel should be made before delivery from the rolling mills. For ordinary steel structures, however, proper inspection tests are frequently waived and the steels reach the user without being tested by an independent body, and sometimes without even being tested by the steelworks. The question arises as to whether, in view of the importance assumed by problems of brittleness in welded constructions, firms concerned with structural steelwork will not be obliged to set up a small testing laboratory where it will be possible to carry out chemical analyses and simple metallographic examinations, to determine the mechanical properties of steels, and in particular, their notch impact properties, and even to ensure, by means of ultrasonic tests, that they are free from laminations which unfortunately, are a frequent occurrence in grades of steel killed by aluminium. In some countries, a few firms have already adopted this solution, especially those engaged in boiler-making. Such a laboratory would, of course, also perform the destructive and non-destructive tests on welds to be mentioned later.

The drawing office should determine the general design of the structure and the constructional details, taking into consideration not only the advantages, but also the specific requirements of welding. Particular care must be taken to avoid whatever is likely to cause accumulations of stresses which reduce the fatigue strength and increase the risk of brittle fracture. Every effort must be made to ensure that the loads are transmitted as smoothly as possible and to facilitate plastic adaptations.

When plans are being made, the drawing office should always work in close cooperation with the departments responsible for the execution of the work. Manufacture must be made as easy as possible, since this reduces the probability of the occurrence of serious defects. It is often advisable and advantageous to draw up detailed welding instructions, taking into account the properties of the electrodes employed. In any case, the specified sequence of welding can only be a compromise, since the problem is to limit simultaneously two opposing phenomena: the residual stresses and the shrinkage distortions.

The planning of the work for the welding shop will also cover the question of thermal treatments (preheating, annealing) and devices designed to facilitate welding in positions where it is easily accomplished (manipulators and positioning devices). As Mr. DIXON points out, thorough planning of the work is always advisable; not only does it enable the quality of the work to be improved, but it often results in a saving of labour.

The quality of a welded structure naturally depends very largely on the high quality of the work in the welding shop. In the first place, the component parts must be accurately prepared. It is perhaps unnecessary to specify planing in every case, as Mr. THOMPSON suggests, but there can nevertheless be no doubt that smooth cuts and grooves do make the work of assembly and welding easier, while at the same time they reduce the risk of forming porous welds.

Inspection should, however, be mainly directed to the actual welding. For this purpose, close control of the welders, rather than the welds, is essential. Inspection must commence during the welding operations and must extend to the grinding and the backing run. At this point, we should draw attention to the fact that certain details, which appear unimportant at first sight, may, in actual fact, be critical as far as safety is concerned; thus the striking of the arc on the workpiece to be welded may possibly causes a notch which is detrimental when the steel is brittle. This danger is revealed by one of the tests carried out by M. FALTUS.

The examination of the finished welds is of particular importance. The inspection will be directed, in the first place, to the dimensions of the welds, which must be in accordance with the measurements indicated on the drawings, and to the external appearance of the weld which is highly revealing to the experienced eye. But an X-ray (or γ-ray) examination complemented, if necessary, by ultrasonic testing, provides the most important information. It makes it possible to train welders and improve their technique and the effects of this will also be observed in workpieces which have not been specially inspected.

On the other hand, destructive tests on specimens provide sooner information regarding the quality of the steel and the filler metal and their mutual adaptability. As far as loading tests (or pressure tests) are concerned, although these are very advisable, they only reveal certain defects of design and construction; their value, which is mainly of a subjective and psychological nature, is consequently far from being absolute.

In conclusion, we should mention the final check on the geometrical dimensions of the finished workpieces which will show the degree of accuracy with which the drawings have been respected. Mr. THOMPSON discusses in detail the precautions to be taken; dressing, pre-setting of the flanges, additional camber, cutting to length, etc.

Conclusions

In common with all other engineering structures, welded constructions must satisfy both safety and economic requirements.

In welded structures, safety constitutes a dual problem, because it is essential to guard against the risk of brittle fracture as well as against the

occurrence of excessive stresses, capable of resulting in the structure being destroyed.

The question of brittleness can only be solved by the choice of a suitable steel, taking into account the structural arrangements adopted and the effect of the methods of fabrication. In this connection, it should be pointed out that, in many cases, it is practically useless to reduce the permissible stresses, even to a large extent; this would, in fact, result in greater thicknesses being provided, and thus increase the risk of brittle fracture.

The other aspect of safety, which is concerned with the stresses due to external loads, is more familiar to engineers, because it is common to all methods of construction. Whether we are dealing with plastic destruction or with fatigue, the strength depends mainly on the working stresses and very little, or not at all, on internal tensions. Even in the case of welded construction, it appears therefore possible, when the problem of brittleness has been solved, to reduce the requirements of the control of fabrication and to endeavour to compensate the effect of possible defects by limiting the permissible stresses. Nevertheless, it is obvious how uncertain such a procedure must be, as far as the effective safety of the structure is concerned. Is this method at least *economical?* We do not think so.

In relation to the savings in raw materials that are achieved, the additional costs entailed by stricter requirements are, in fact, relatively moderate, as regards both the cost of the actual testing (staff, laboratory, equipment, films, etc.) and any possible increase in labour, due to a reduction in output. In this connection, Mr. DIXON gives some valuable data and he recalls that this reduction in output, although considerable when new methods are first introduced, subsequently becomes quite moderate. In certain cases, the adoption of a stricter control may even reduce the number of hours spent in fabricating; indeed, according to Mr. DIXON, the drawing office tended formerly to take excessive precautions by specifying, for example, excessive sizes and lengths of welds. Lastly, we should point out that the improvement in the quality will be apparent throughout the whole of the output: a workshop subjected to a particular organization will produce a given average quality, practically irrespective of the workpieces on which the inspection is actually carried out.

In our opinion, quality pays in the long run; and the experience of a large number of workshops has proved that it is true. As Mr. DIXON and M. CH. DUBAS both emphasise, the difference which still existed, even a few years ago, between boiler-making and structural steelwork, is tending to disappear. High quality, necessitated by safety considerations in regard to penstocks and pressure vessels, has also been shown to offer advantages in the field of bridges and structural engineering.

b) High-Strength Bolts

It is hardly more than ten years since high strength, preload bolts (HS bolts) began to be widely employed in the United States on bridges and structural steelwork; in Europe, the use of such bolts is still more recent. The bolts in question thus provide a method of assembly that is comparatively new and appears on the programme of our Congresses for the first time. It should be pointed out, however, that machine manufacturers have, for many years past, been employing bolts exerting a particularly large clamping force to withstand tensile loadings and, in certain special cases, shear loads (pre-tightening couplings).

In structural steelwork likewise, the favourable effect of friction on the behaviour of assemblies was well known and it was possible, as a rule, to envisage loads transmitted solely by friction, as a result of powerful transverse prestressing. Nevertheless, many years of research work were necessary in order to overcome the principal difficulties: to obtain, in an economical manner, a clamping force of the bolts that can be controlled and is permanent, with friction as high as possible.

The problem now appears to be largely solved; specifications for their use have been established and HS bolts have found wide and varied fields of applications. With the aid of the four papers submitted, we shall attempt to give a brief outline of the present state of our knowledge, by summarising the main results of the research work and the special features presented by the use of these bolts.

Mode of Operation of High Strength Bolts

It is well known that the shanks of properly hot-driven rivets are subjected, owing to the effect of thermal shrinkage, to tensile stresses exceeding the elastic limit, and that this enables certain loads to be transmitted by friction. The tightening of ordinary bolts, whether unfinished or fitted, produces the same effect. However, since the yield point of ordinary rivets and bolts is relatively low, these clamping forces are only moderate; their effective value which, in any case, it is difficult to control in practice, varies within wide limits according to the conditions of fitting; in course of time, connectors subjected to dynamic forces may even, in certain cases, become completely loosened.

In calculating conventional assemblies, it would therefore be inadvisable to take friction into account; only the shear load acting on the shanks and the lateral pressure, which are determinative factors as soon as friction is overcome, are taken into consideration.

In assemblies fastened with HS bolts, the roles are reversed; the clamping and frictional forces are of the greatest importance, in the calculation, and

the load at which slip would occur is the characteristic magnitude which is determinative for the estimation of safety. The resistance to shear and the lateral pressure, on the other hand, only come into play when rupture takes place. In order to satisfy the assumptions upon which the calculation is based, a controlled and durable preload must therefore be employed and a given coefficient of friction must be attained. We shall see in the sequel the means that are employed to fulfill these essential conditions.

HS bolts may also be used to transmit tensile loads acting parallel to their axis. They are then stressed as a rule like ordinary bolts; their great strength and high degree of preload do, however, give them certain advantages.

Shape and Characteristics of High-Strength Bolts

Since the coefficients of friction obtained in assemblies by means of friction grip joints are appreciably less than 1, HS bolts must be preloaded to a considerable extent in order to be capable of transmitting forces equal to, or greater than, those taken up by rivets or ordinary bolts. As its name implies, the HS bolt will thus have very high mechanical properties. The designations and specifications vary according to the countries concerned, with ultimate tensile stresses ranging from 70 kg/mm^2 (45 tsi) (B.S. 1083, R 45/55) to 120 kg/mm^2 (76 tsi) (DIN 267, 12 K) and yield stresses ranging from 53 (34 tsi) to 108 kg/mm^2 (69 tsi). It is, of course, tempting to employ bolts with very high strength, but it must be borne in mind that their elongation at break is small, and this may give rise to certain difficulties during the fitting of the bolts.

Externally, an HS bolt is scarcely distinguishable from an ordinary bolt. But the radius of fillet under bolt head has been increased, because it was found by experience that this was a weak spot. Furthermore, the bolt is always used with two washers, one under the head and the other under the nut. These washers are made of hard steel and they distribute the clamping forces over the parts being assembled, and thereby obviate excessive plastic deformations, which would, in course of time, bring about a considerable reduction in the preloading. No special precautions to prevent slackening of the nuts are necessary. As regards the holes, they may, without risk, be given a diameter greater than that of the shank, because the bolt is not normally subjected to shearing stress neither to lateral pressure; the clearance usually amounts to 1—1.5 mm ($^1/_{16}$"), and this facilitates drilling and makes it possible to eliminate reaming during erection.

Research Work on the Clamping and Frictional Forces

The development of the new method of assembly by friction grip necessitated a large number of tests and thorough investigation. This research

work, which was commenced in the United States, where it was continued for many years, was also undertaken in Europe, particularly in Germany. The papers by Mr. BERRIDGE, by MM. WRIGHT and LEWIS and by M. STEINHARDT give an historical account of the work and we shall confine ourselves to summarising the principal experimental results. We shall first of all describe the tests in connection with the clamping and frictional forces.

The first problem that arises is to measure the preloading force that is applied. In order to do this, a relationship was derived connecting the torque M_t exerted on the nut, which is comparatively easy to determine, with the clamping force P generated in the shank. This relationship may be written: $M_t = k \times d \times P$, where d denotes the nominal diameter of the bolt and k is a dimensionless coefficient. It is apparent from the paper by Mr. BERRIDGE that this coefficient depends both on the thread and on the conditions of internal friction, that is to say, on the materials, on the state of the surface, the extent of the lubrication and even on the shape of the threads and the method of manufacture.

For suitably lubricated bolts of a given type, the scatter of the experimental values of k is, however, acceptable and of the order of 5 to 10%. Since the measurement of the applied torque is itself affected by an error, which may amount to 10%, the effective pre-loading will not be known very accurately, whence some uncertainty arises. There are many control devices available which enable the spanners employed to be calibrated by measuring the tensions in a standard bolt, whereby certain of the causes of error are eliminated. It would be an advantage, however, to have a simple apparatus available which would enable a direct and accurate measurement to be made of the effective clamping force of the bolts when they have been fitted.

The difficulty may, of course, be evaded by substituting a rough estimation of the elongation for the accurate measurement of the force; this is the principle of the method known as "part torque — part turn" mentioned by Mr. BERRIDGE and by MM. WRIGHT and LEWIS. The bolt is first tightened by hand, that is to say, to a value between ¼ and ¾ of the nominal force. The nut is then turned ½ to 1 turn, by means of a pneumatic impact wrench, and this introduces into the bolt shank tensions greater than the conventional elastic limit (0.2%). Owing to the plastic behaviour of the steel, these tensions depend very little on the initial preloading of the bolt tightened by hand, as is evident from the diagram shown in the paper by MM. WRIGHT and LEWIS. One or two additional turns of the nut must be given to cause the bolt to break; the safety margin against lack of precision during erection would thus seem to be adequate.

This method of tightening to "a turn of the nut" is mainly employed in Anglo-Saxon countries; it seems attractive, at first sight, since it enables powerful and relatively accurate clamping force to be obtained without expensive equipment. Preloading exceeding the elastic limit might, however, exert

an untoward effect on the safety of the assembly. It is true that hot-driven rivets are stressed in a same manner, but they are milder than HS bolts and have a far greater plastic reserve. As far as relaxation effects are concerned, it is improbable that they should not manifest themselves dangerously in course of time. As MM. WRIGHT and LEWIS point out, cautiousness would seem to be imperative, particularly for assemblies subjected to external tensile loads.

More thorough investigations would therefore seem necessary in order to elucidate the problem of the preloading that is permissible in HS bolts, when allowance is made for the effect of relaxation or creep.

The force which an HS bolt is capable of transmitting depends not only on the value of the preloading, but also on the *coefficient of friction* of the faying surfaces. At the outset, this aspect of the problem had not been thoroughly investigated in the United States. The purpose of the tests was, in fact, strictly limited, and was confined to the determination of the conditions under which a rivet might be replaced by a corresponding HS bolt. Since the permissible shear stresses in rivets are low in the United States, a coefficient of 0.25 to 0.30 is adequate, provided that the preload amounts to about 50 kg/mm^2 (32 tsi). Friction of this order of magnitude is attained without difficulty, if the surfaces are clean and free from oil, paint, etc.

In Germany, on the other hand, special attention was devoted from the outset to the problem of friction and attempts were made to improve the coefficient of friction by suitable treatment. M. STEINHARDT reports that sand-blasting or flame-cleaning have given the best results, namely, a minimum coefficient of 0.45 for mild steel 37 and 0.60 for steel 52. As regards mild steel, these values are corroborated by tests undertaken in other countries.

Research Relating to the Strength of the Assemblies

We shall, first of all, consider those assemblies where the loads act *perpendicularly to the axis of the bolts* and are transmitted by friction practically without any relative movements of the faying surfaces. The assembly is consequently fully rigid and the distribution of the loads over the various bolts will be far from uniform: the outer bolts will take up practically the entire load and the others will be inoperative. When, on the first bolt, the load at which slip would occur is exceeded, the second bolt will begin to act effectively and so on, until a point is reached where the applied load is equal to the sum of the frictions of the bolts. The whole of the assembly will then begin to move and will only stop when the bolts come into engagement with the sides of the holes: the critical load at which slip would occur, a characteristic magnitude of assembly by friction, will then have been reached. For a greater load, the mode of action of the HS bolts will begin to approximate to that of ordinary rivets and bolts, and rupture under *static* loading will, as

a rule, be similar to that of conventional assemblies; in particular, the ultimate breaking strengths, which are usually much higher than the frictional capacity, will be practically independent of the initial preloading and of the state of the faying surfaces.

It is well known that the strength of structural members subjected to *fatigue* depends mainly on the inevitable concentration of stresses in the vicinity of discontinuities, holes and notches of various kinds. High strength assemblies transmit the loads by friction of the faying surfaces, and this considerably reduces the peak tensions. Their fatigue strength will thus be greater than that of drilled test pieces and riveted assemblies. In the majority of the tests, fractures occurred away from the net section.

As we have already mentioned, the longitudinal distribution of the stresses in a very rigid assembly — such as an assembly by friction grip joints — is characterised by a concentration at the ends of the assembly. As far as dynamic stresses are concerned, the question arises as to whether an equalisation of the loads on the bolts takes place by small relative sliding movements, as in the case of connectors subjected to a static stress. Moreover, the effect of these sliding movements on the value of the friction requires to be investigated, because tests recently carried out in Eastern Germany show a marked decrease in friction when the assembled parts have already been subjected to a series of sliding movements. It would also be advisable to extend the researches to those cases, most important for practical applications, where there is a moderate number of repetitive loadings, until the results link up with those of static tests.

As for assemblies subjected to forces acting *parallel* to *the axis of the bolts*, relatively little is yet known. As a result of preloading, the external tensile forces cause only a slight increase in the tension of the bolts so long as the assembly does not become separated. This results in a considerable reduction in the deformation of the connector and an appreciable increase in the fatigue strength. Research in this field is being actively pursued and interesting results will certainly be obtained very shortly.

Regulations

At this point, we would merely draw attention to the fact that the present American regulations, in common with the tests which enabled them to be established, relate to the simple one-for-one replacement of rivets by HS bolts, whereas the German standards regard the HS bolts as a fundamentally new method of assembly. This attitude seems to us to be preferable and it is also tending to compel recognition in the United States.

Consequently, the safety of the assembly will be determined in relation to the load which would cause slip to occur. For structural members subjected to static stresses, however, it might be possible to take into account the

margin of strength up to the breaking point. It must nevertheless be borne in mind that the slippages of HS assemblies are considerable, on account of the clearance in the holes, and that the overall deformations of the structures, which may be brought about by these displacements, are inadmissible in certain cases.

Utilisation and Equipment

In order to satisfy the calculation hypotheses, it is essential to ensure that the assumed friction forces are actually attained; the clamping force and the coefficient of friction must therefore be carefully checked during erection.

In order to obtain a given preload, it is possible, as we have already mentioned, to measure the tightening torque or to turn the nut through a certain angle. The first of these procedures has been employed from the outset; it is still widely used, and it is indeed the only method permitted on the continent of Europe. In his paper, Mr. BERRIDGE describes in detail the various types of wrench — torque measuring or pneumatic — that are employed. We should also mention the new "Self-Reactor" bolts: the reaction of the tightening torque applied to the nut is transmitted to an extension of the threads. By providing a calibrated groove between the shank and its extension, a weakened section is formed which shears off as soon as a given torque is reached, depending upon the effective strength of the bolt; the control is thus operated by the bolt itself, which bears the name of "Torshear".

As M. STEINHARDT points out, the value of the coefficient of friction can also be measured on the site of erection.

The order in which the bolts are tightened must be determined with care. Otherwise, the bolts first subjected to preloading might no longer exert the desired clamping force at the end of the operation.

Applications of High-Strength Bolts

Mr. BERRIDGE's paper, which describes the many uses for HS bolts by the British Railways, clearly shows the wide variety of possible applications.

The paper by M. SATTLER is devoted to a special method of use, namely, the connection between the steel beams and the concrete slabs in mixed structures. The tests described by M. SATTLER show that, provided certain precautions are taken, it is possible to replace the shear connectors, which are always expensive, by HS bolts which clamp the slab tightly to the girders.

The loads are transmitted by friction, with a coefficient of the order of 0.45. The static breaking load is far greater than that which causes the onset of slippage. Further tests will be necessary to determine the behaviour of these connectors under fatigue.

Like all other assembly devices, HS bolts have their characteristic features, and these have a considerable influence upon the design of the connectors and

even of the structures. A tendency is to be observed towards a development somewhat similar to that of welded construction, although more limited, and which will give HS assembly its own specific forms, differing from those of riveting. In particular, the very great rigidity of assemblies by friction grip and the resulting concentration of the stresses at the ends, makes it essential to provide connectors that are as short as possible; moreover, attempts will be made to improve the longitudinal distribution, for example, by specially designed shapes for the gussets, or by taking up the dead load by internal bolts alone.

In conclusion, some reference should also be made to the economic advantages to be derived from the use of HS bolts. At the present time, the bolts themselves cost more than rivets. However, the simplification of the preparation of the components of the assembly in the workshop and above all the fact that the fitting of the bolts during erection is effected more rapidly and with less noise, requiring less workmen and a small set of tools, enables this difference in cost to be compensated to a greater or lesser extent. Hence, in certain countries, such as the United States, where the rates of wages are high, site riveting has almost entirely disappeared. Furthermore, paradoxical though that may seem, the development of welding, by creating a shortage of skilled riveters, has promoted the extended use of HS bolts.

Conclusions

In the HS bolt, the constructor has available a new method of assembly, with most valuable features. We have briefly summarised the technical and economic advantages of these bolts, while at the same time we have emphasised the gaps in our knowledge and the difficulties inherent in the correct use of the bolts.

In our opinion, a certain degree of caution is still necessary in the use of HS bolts; indeed, it is by no means out of the question that the clamping forces (relaxation), and even the coefficients of friction, may vary to a greater extent, in course of time, than the results of the tests of relatively short duration, which have been obtained at present, would lead us to suppose. This problem is of the greatest importance for assemblies subjected to fatigue stresses, in which the margin of strength between the frictional capacity and the ultimate breaking strength is very small.

II a 1

Beitrag zur Berechnung von Kehlnähten, die von Scher- und Normalkräften beansprucht werden

Contribution to the Calculation of Fillet Welds Subjected to Direct and Shearing Stresses

Contribution au calcul des cordons d'angle sollicités par des contraintes longitudinales et par des cisaillements

F. FALTUS
Prof. Dr. Ing., Prag (ČSR)

Die Berechnung von Kehlnähten in Schweißverbindungen erfolgt schon seit langem in verschiedenen Ländern ziemlich einheitlich und nach einfachen Formeln. Eine genaue Berechnung scheint auch bei der sehr verwickelten ungleichmäßigen Spannungsverteilung in Kehlnähten und den streuenden Versuchsergebnissen wenig erfolgversprechend. In letzter Zeit wurde die Frage jedoch neuerlich aufgegriffen, und es wird auf Grund zahlreicher neuer Versuche versucht, zu einer internationalen Norm für die Berechnung von Kehlnähten zu gelangen[1]), die von einer Kraft unter einem beliebigen Neigungswinkel zur Kehlnahtachse beansprucht werden. Die Revision der bisherigen Berechnungsformeln scheint angezeigt, weil bei den ursprünglichen Versuchen hauptsächlich nackte Elektroden verwendet wurden, während heute das Schweißgut fast dieselbe Verformungsfähigkeit besitzt wie das Grundmaterial. Es wird daher bei der Ableitung von Berechnungsformeln oft auch mit einem plastischen Spannungsausgleich gerechnet.

Uneinigkeit besteht jedoch in der Frage, ob bei der Berechnung von Kehlnahtverbindungen neben der Scherspannung τ und Normalspannung $\sigma_\perp$ in dem Bruchquerschnitt der Kehlnaht (Fig. 1) auch noch die Längsspannung $\sigma_\parallel$ berücksichtigt werden muß. Zur Klärung der Frage wurden in internationalem Maßstab Versuche durchgeführt, die jedoch kein eindeutiges Ergebnis brachten.

---

[1]) Arbeiten in der Kommission ISO/TC 44 der International Standard Organization und der Kommission XV des International Institute of Welding.

Ich möchte in Nachstehendem versuchen, zu den aufgetretenen Meinungsverschiedenheiten Stellung zu nehmen und einige grundlegende Betrachtungen zur Durchführung von Versuchen von Schweißverbindungen machen.

Die Schweißverbindung unterscheidet sich von genieteten und geschraubten Verbindungen insbesondere dadurch, daß das Verbindungsmittel, d.i. das Schweißgut zum integrierenden Bestandteil der Konstruktion wird und an allen elastischen und plastischen Formänderungen des Grundmaterials teilnimmt.

Bei der Berechnung darf die Schweißnaht nicht losgelöst von ihrer Umgebung betrachtet werden; es ist nicht zulässig, ihre Beanspruchung und Verformung unabhängig von der Spannungsverteilung im Grundmaterial zu verfolgen, wie es oft geschieht.

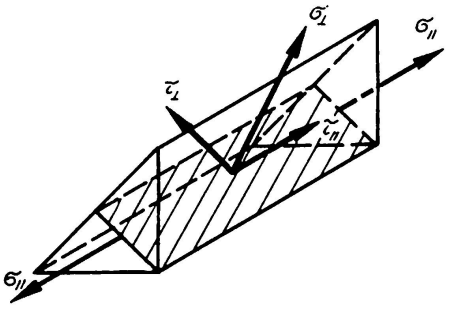


Fig. 1. Beanspruchung einer Kehlnaht.

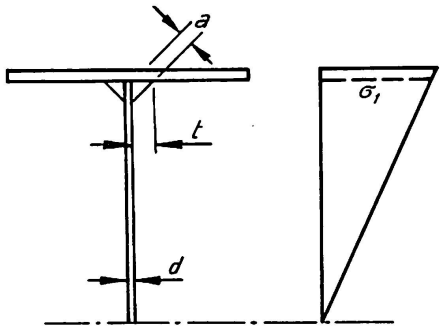


Fig. 2. Berechnung der Halsnähte eines Vollwandträgers.

Bei Stumpfnähten ist es klar, daß die Verformung und bei gleicher Streckgrenze und Festigkeit auch die Spannungsverteilung in der Schweißnaht und deren Umgebung gleich sein müssen. Bei wirklichen Schweißverbindungen ist diese Gleichheit nicht vorhanden, und so entstehen verwickelte Spannungszustände, wenn z.B. die Streckgrenze im Grundmaterial oder im Schweißgut überschritten wird. Schwierig ist z.B. auch die Berechnung von schiefen Stumpfnähten.

Bei Kehlnähten ist die Sache noch verwickelter, da wir hier zwei verschiedene Arten von Spannungen unterscheiden müssen: Eine entspringt der Funktion Schweißnaht als Verbindungsmittel, also aus der Aufgabe, Kräfte zwischen zwei Konstruktionsteilen zu übertragen, die andere ist bedingt durch die Gleichheit der Verformung von Schweißgut und Grundmaterial als untrennbares Ganzes. Es ist nun zu entscheiden, ob bei der Berechnung der Schweißnähte auch die zweite Art von Spannungen berücksichtigt werden muß.

Als einfaches Beispiel sei die Berechnung der Halsnähte eines Vollwandträgers betrachtet (Fig. 2). Die Spannung erster Art entspringt der Längskraft $T = \frac{Q\,S}{J}$ (kg/cm)[2]), welche die Schweißnaht aus dem Steg in den Gurt einleitet und in der Schweißnaht die Spannung τ_1 und in dem Stehblech die

[2]) Q = Querkraft, J = Trägheitsmoment, S = statisches Moment.

Scherspannung τ_S erzeugt. Die zweite Spannungsart ist die Normalspannung $\sigma_{||}$, die in Schweißnaht und im Steg gleich sind. Eine Vergrößerung des Schweißnahtquerschnittes bringt nur eine Verkleinerung von τ_1, nicht aber von $\sigma_{||}$ mit sich. Solange unter Einfluß der Scher- und Normalkräfte die Streckgrenzen nicht überschritten werden, ist die Vergleichsspannung in der Schweißnaht

$$\sigma_S = \sqrt{\sigma_{||}^2 + 3\tau_1^2}. \tag{1}$$

Es ist also die Frage, ob in (1) die Längsspannung $\sigma_{||}$ berücksichtigt werden soll, oder ob die Berechnung nur auf τ_1 zu geschehen hat.

Bei der Erprobung von Vollwandträgern auf Ermüdung geht der Bruch gewöhnlich von einem Fehler in der gezogenen Halsnaht aus und der Bruch erfolgt, je nach der Lage des Fehlers, im querkraftfreien Mittelteil oder in den seitlichen Teilen, in denen eine kleinere Normalspannung, aber eine zusätzliche Scherspannung τ_1 herrscht. Die Ergebnisse von Ermüdungsproben streuen sehr, wenn man die ertragenen Belastungen vergleicht, stimmen aber gut überein, wenn man die Vergleichsspannungen σ_S in der Bruchstelle vergleicht[3]). Ermüdungsproben bestätigen also die Richtigkeit der Formel (1).

Bei statischer Belastung erfolgt gewöhnlich der Bruch nicht in der Schweißnaht, auch wenn die Vergleichsspannung nach (1) weit die Festigkeit der Schweißnaht übersteigt. Es wird daher oft behauptet, daß bei statischer Belastung die Spannung $\sigma_{||}$ keinen Einfluß auf die Festigkeit hat. Es wurden im Rahmen der internationalen Zusammenarbeit im Zentralinstitut für Schweißtechnik in Halle/Saale auch Versuche mit Trägern ausgeführt, die unter Vorspannung verschweißt wurden, so daß verschiedene Kombinationen von $\sigma_{||}$ und τ_1 erzielt wurden. Es zeigte sich bei statischer Belastung kein Einfluß von $\sigma_{||}$ auf die Tragfähigkeit, obwohl die Querschnitte der Schweißnähte in den maßgebenden Stellen sehr klein gewählt wurde und die Streckgrenze des Grundmaterials überschritten wurde.

Einen großen Einfluß auf dieses Verhalten hat ohne Zweifel die große Festigkeit der Schweißnähte kleinen Querschnittes, die noch durch den ver-

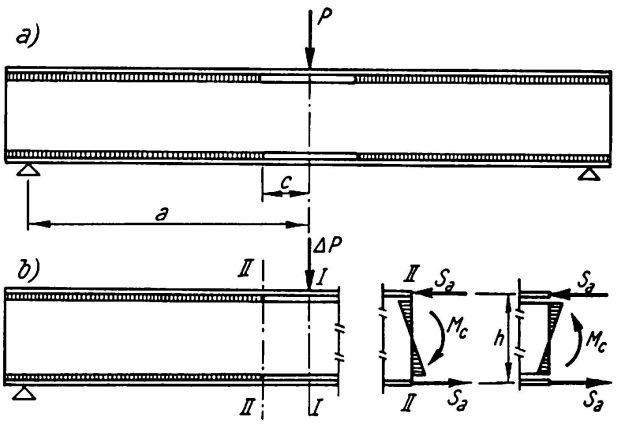


Fig. 3. Vollwandträger, dessen Halsnähte in der Strecke 2c die Streckgrenze überschritten haben.

[3]) PUCHNER, Ermüdungsfestigkeit von Vollwandträgern mit Unterpulverschweißung. Zváračský sborník IV (1958, S. 184—204).

hältnismäßig großen Einbrand vermehrt wird. Von Einfluß ist jedoch auch die Spannungsverlagerung nach Erreichen der Streckgrenze. Setzen wir voraus, daß in einem Träger nach Fig. 3a in der Strecke $2c$ in der Schweißnaht die Streckgrenze überschritten wurde, die Schweißnaht also fließt, so bedeutet dies noch nicht einen Zusammenbruch des Trägers oder eine wesentliche Zunahme der Durchbiegung. Ähnlich wie in einem plastischen Gelenk trägt eine Schweißnaht die Schubkraft T, die zu ihrer Plastifizierung geführt hat, und verhält sich für eine weitere Belastung des Trägers ΔP vollständig plastisch, so daß das statische System des Trägers für ΔP dem der Fig. 3b entspricht. Die Beanspruchung der Gurte ist auf die Länge $2c$ konstant; die Zusatzmomente von der Belastung ΔP überträgt das Stehblech. Diese Spannungsverlagerung verursacht nur einen kleinen Zuwachs der Durchbiegung.

Wenn die Streckgrenze früher in dem Grundmaterial als in der Schweißnaht erreicht wird, muß die Naht den erhöhten Formänderungen folgen. Erst wenn ihre Verformungsfähigkeit erschöpft ist, werden in der Naht Querrisse auftreten, die jedoch nur einen Abbau der Längsspannungen, nicht aber eine Verminderung der Möglichkeit der Übertragung von Scherkräften zur Folge haben.

Aus diesen Überlegungen, die durch Versuche bestätigt werden, kann gefolgert werden, daß bei der Berechnung von Kehlnähten der Einfluß einer Längsbeanspruchung aus der Mitwirkung mit dem Grundmaterial bei statischer Belastung immer dann vernachlässigt werden kann, wenn nach Ausschalten der Wirksamkeit der bis zum Fließen beanspruchten Teile der Schweißnähte noch ein tragfähiges Gebilde für die Aufnahme weiterer Belastungen übrig bleibt. Die Umgruppierung des Kräfteverlaufes ist zu vergleichen mit dem Momentenausgleich bei Durchlaufträgern durch Bildung plastischer Gelenke.

Der Einfluß einer Längsbeanspruchung $\sigma_{||}$ der Kehlnähte muß sich aber voll dort auswirken, wo eine solche Umgruppierung der Kräfte nicht möglich ist, also sozusagen eine statisch bestimmte Kraftübertragung vorliegt. Eine solche Verbindung ist nicht leicht zu entwerfen. Eine vollkommene Lösung

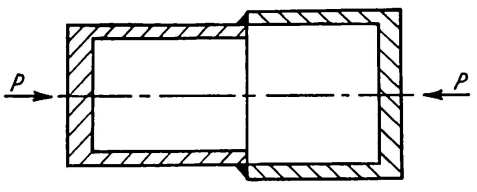


Fig. 4. Prüfung von Kehlnähten auf Abscherung und Zug.

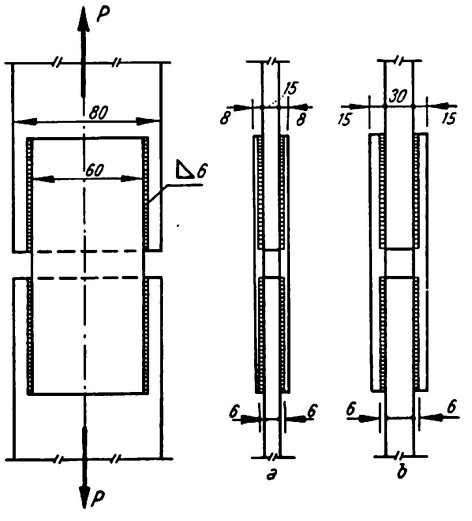


Fig. 5. Überlappter Stoß mit Flankennähten.

stellen die in Frankreich ausgeführten Versuche dar. Die untersuchte Kehlnaht verbindet nach Fig. 4 zwei Rohrhälften und wird durch Verdrehen der beiden Rohre gegeneinander auf Abscheren beansprucht. Durch Innendruck wird die Rohrwand und hiemit auch die Schweißnaht auf Zug beansprucht, wenn die Beanspruchung in der Längsrichtung durch eine entsprechende äußere Kraft P kompensiert wird. Wegen der kleinen erreichbaren Variationen von $\sigma_{||}$ haben auch diese Versuche kein überzeugendes Ergebnis geliefert.

Eine einfache Probe zur Demonstration dieser Zusammenhänge ist der überlappte Stoß nach Fig. 5. Die Kehlnähte, welche die Kraft vom Mittelstück in die Beilagen übertragen, sind auf Abscheren beansprucht, als Teil des Versuchskörpers sind sie jedoch auch auf Zug beansprucht. Bei sonst gleichen Abmessungen sind die Längsspannungen um so kleiner, je größer die Dicken der Bleche und Stoßlaschen sind. Obwohl sich bei größerer Dicke der Stoßlaschen der Einfluß der Exzentrizität vermindernd auf die Tragfähigkeit bemerkbar macht, überwiegt der Einfluß der Längsspannungen, so daß bei großen Dicken der Probekörper und kleinen Schweißnahtquerschnitten eine Zunahme der Tragfähigkeit zu erwarten ist. Versuche bestätigen dies. Bei Schweißerprüfungen aus dem Jahre 1932 wurden je 8 Probekörper gleicher Breitenabmessungen nach Fig. 5 mit 6 mm dicken Kehlnähten verschweißt. Bei einer Blechdicke von 8 mm war die durchschnittliche Festigkeit der Kehlnähte $\tau_1 = 27{,}7$ kg/cm², bei 15 mm dicken Blechen jedoch 31,1 kg/cm². Im ersten Fall war die Beanspruchung der Deckbleche 2000 kg/cm², im zweiten Fall nur etwa die Hälfte. Auch die Versuche von WÄSTLUND [4]) zeigen deutlich eine Erhöhung der Tragfähigkeit von Kehlnahtverbindungen, wenn die Spannung im Grundmaterial geringer ist.

Diese Beispiele zeigen, daß die Tragfähigkeit von Schweißverbindungen gleicher geometrischer Form nicht nur von der Beanspruchung der Schweißnaht, sondern stark von der Beanspruchung des Grundmaterials im Augenblick des Bruches der Schweißnaht abhängen. Weil gewöhnlich verlangt wird, daß die Sicherheit der Schweißverbindung der Sicherheit des Grundmaterials gleicht, sollte befolgt werden: Bei der Prüfung der Tragfähigkeit von Schweißverbindungen soll die Tragfähigkeit der Schweißnähte nur um Weniges kleiner sein als die zu verbindenden Teile.

Die angeführten Proben sind nur schwer einer genauen Berechnung zugänglich, da die Verteilung der Schub- und Normalspannungen über den Querschnitt sehr ungleichmäßig ist. Darum haben wir neue Proben nach Fig. 6 entworfen, in denen eine günstigere Verteilung der Spannungen zu erwarten ist. Die Probestäbe bestehen aus zwei gleichen Teilen, die 1 : 10 abgeschrägt mit Flankennähten verbunden sind. Zur Erzielung einer gleichmäßigen Nahtdicke sind sie als V-Nähte ausgeführt und nach dem Schweißen abgeschliffen worden.

---

[4]) WÄSTLUND, ÖSTLUND, Spannungsverteilung in Kehlnähten, V. Kongreß IVBH Lissabon 1956, Vorbericht S. 503—516.

Tabelle 1

		a cm	b cm	t_1+t_2 cm	P t	$\sigma_{\parallel}$ t/cm²	$\tau_{\parallel}$ t/cm²	σ_{SI} t/cm²	σ_{SII} t/cm²	
Serie I	1	2,0	4,0	0,568	27,5	3,42	2,41	4,16	5,31	[5]
	2		6,0	0,567	39,2	3,25	3,43	5,92	6,72	[6]
	3		9,0	0,506	39,2	2,16	3,84	6,63	6,88	[6]
	4		14,0	0,540	41,3	1,47	3,81	6,60	6,74	[6]
	5		20,0	0,549	43,5	1,08	3,94	6,80	6,89	[6]
Serie II	1	2,0	4,0	0,600	34,35	4,27	2,85	4,92	6,48	[5]
	2		6,0	0,600	47,75	3,86	3,95	6,82	7,80	[6]
	3		9,0	0,640	55,00	3,04	4,28	7,38	7,95	[6]
	4		13,5	0,665	59,89	2,21	4,50	7,74	8,03	[6]

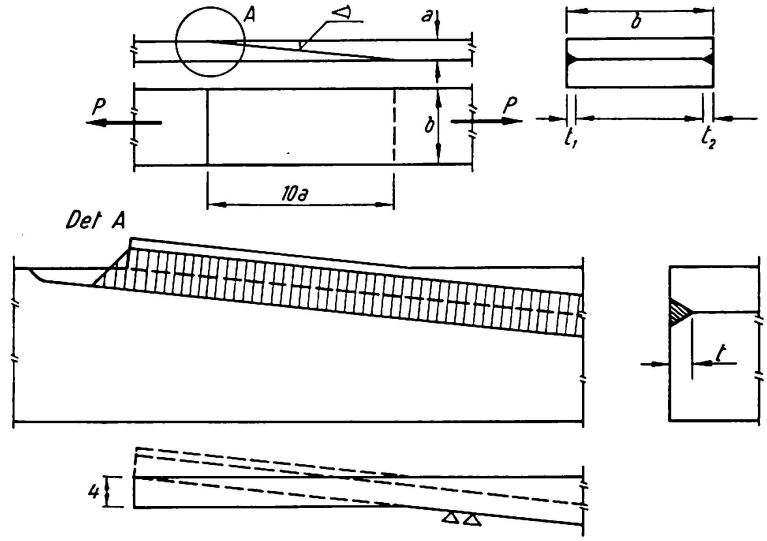


Fig. 6. Probekörper mit gleichmäßiger Verteilung der Kräfte in der Flankennaht.

In dem Probekörper herrscht paktisch konstante Längsspannung $\sigma_{\parallel}$, daher ist auch die Verteilung der Schubspannungen τ_1 in der Naht konstant und nicht wie bei gewöhnlichen überlappten Stößen an den Enden wesentlich größer wie in der Mitte. Durch Wahl verschiedener Stabbreiten b kann die Größe der Längsbeanspruchung in weiten Grenzen geändert werden und eine beliebige Kombination von $\sigma_{\parallel}$ und τ_1 erzielt werden. Die Verteilung der Spannungen $\sigma_{\parallel}$ ist allerdings über die Breite der Probestäbe nicht konstant; die Spannungen sind an den Rändern, in denen die Kraft eingeleitet wird, größer als in der Stabachse. Bei sehr breiten Stäben wird sich ungünstig auch eine zusätzliche Beanspruchung der Schweißnähte in der Querrichtung bemerkbar machen. Im großen und ganzen wird jedoch die Beanspruchung günstiger liegen, wie bei Probestäben nach Fig. 5.

[5]) Bruch im Grundmaterial.

[6]) Bruch in der Schweißnaht.

Es wurden 2 Serien von Probestäben aus St. 37 verschiedener Breite und Schweißnahtdicke geprüft. Die Ergebnisse sind in Tabelle 1 und in Fig. 6 zusammengefaßt.

Bei schmalen Stäben trat der Bruch im Grundmaterial auf. Bei breiteren Stäben wurden die Schweißnähte abgeschert; trotz gleichen Bruchquerschnittes der Schweißnähte ist die Bruchfestigkeit breiter Probestäbe größer als schmaler.

Bei Annahme gleichmäßiger Spannungsverteilung sind die Spannungen erster Art

$$\tau_{\parallel} = \frac{P\,l}{(t_1+t_2)\,c^2}, \qquad \sigma_{\perp} = \frac{P\,a}{(t_1+t_2)\,c^2}.$$

Die Vergleichsspannung bei Vernachlässigung der Spannungen zweiter Art ist

$$\sigma_{S\,\mathrm{I}} = \sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3\,\tau_{\parallel}^2}. \tag{2}$$

Die Spannungen zweiter Art sind

$$\sigma_{\parallel} = \frac{P\,l}{a\,b\,c}, \qquad \tau_{\perp} = \frac{P}{c\,b}.$$

Die Vergleichsspannung bei Einbeziehung aller Spannungen ist

$$\sigma_{S\,\mathrm{II}} = \sqrt{\sigma_{\parallel}^2 + \sigma_{\perp}^2 - \sigma_{\parallel}\,\sigma_{\perp} + 3\,(\tau_{\parallel}^2 + \tau_{\perp}^2)}. \tag{3}$$

Die Spannungen wurden mit den nach Bruch gemessenen wirklichen Querschnitten der Schweißnähte errechnet. Wie die graphische Darstellung in Fig. 7 zeigt, ist trotz der Streuungen unverkennbar, daß der Einfluß der Spannungen II. Art nicht zu vernachlässigen ist.

Dies bedeutet allerdings nicht, daß für einfache Berechnungen, z. B. Hoch-

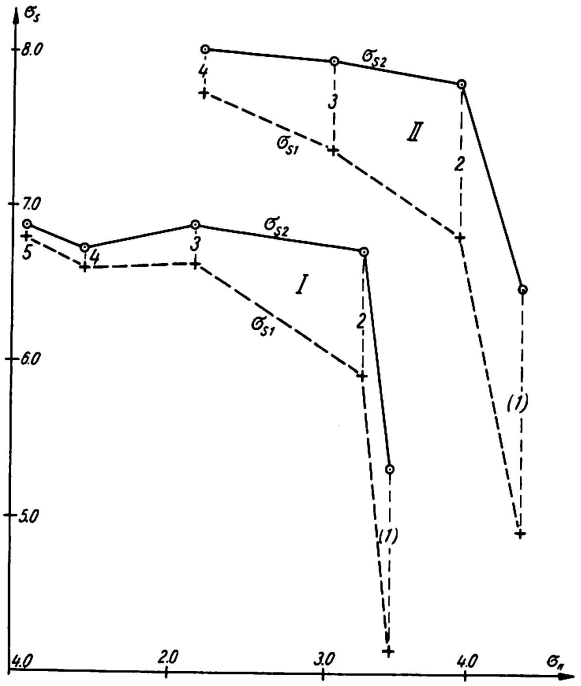


Fig. 7. Vergleichsspannung $\sigma_{S\,\mathrm{I}}$ bzw. $\sigma_{S\,\mathrm{II}}$ in Abhängigkeit von $\sigma_{\parallel}$.

baukonstruktionen, die Dimensionierung der Schweißnähte nicht nach einfachen Bemessungsformeln durchgeführt werden könnte, da, wie schon gesagt, Kehlnahtverbindungen einer genauen Berechnung überhaupt schwer zugänglich sind und eine genaue Berechnung auch wirtschaftlich keine wesentlichen Vorteile bringt.

Zusammenfassung

Es wird über die Frage entschieden, ob bei der Berechnung von Kehlnähten die Normalspannung in der Längsrichtung $\sigma_{||}$ zu berücksichtigen ist. Die Frage ist bei Beanspruchung auf Ermüdung unbedingt zu bejahen. Bei statischer Beanspruchung kann $\sigma_{||}$ vernachlässigt werden, wenn durch Fließen ein Spannungsausgleich geschaffen werden kann. Wenn dies nicht der Fall ist, sinkt die Scherfestigkeit bei steigender Normalspannung.

Ausgeführte Versuche zeigen, daß Probestäbe nach Fig. 6 mit steigender Breite eine höhere Festigkeit aufweisen. Die Vergleichsspannung $\sigma_{S\,II}$ mit Berücksichtigung der Spannung $\sigma_{||}$ ist fast konstant; die Vergleichsspannung $\sigma_{S\,I}$ ohne $\sigma_{||}$ fällt beträchtlich mit der Höhe von $\sigma_{||}$ ab.

Summary

In this article the question is raised as to whether, in the calculation of longitudinal fillet welds, the longitudinal stress $\sigma_{||}$ has to be considered or not. The answer is definitely in the affirmative where there is fatigue. In statically loaded structures the stress $\sigma_{||}$ may be neglected only if there is the possibility of equalising the stress distribution by local plastic deformation. If this is not possible, the shearing strength $\tau_{||}$ of the fillet weld decreases as the longitudinal stress $\sigma_{||}$ increases.

Test pieces in accordance with fig. 6 showed greater strength with increasing width. The comparative stress $\sigma_{S\,II}$, when calculated taking $\sigma_{||}$ into consideration is almost constant, but the stress $\sigma_{S\,I}$ if $\sigma_{||}$ is neglected decreases with increase in $\sigma_{||}$.

Résumé

L'article répond à la question de savoir s'il est nécessaire de tenir compte de la contrainte $\sigma_{||}$ dans les cordons d'angle longitudinaux. La réponse est strictement affirmative pour une sollicitation à la fatigue. Si la charge est statique, on ne peut négliger $\sigma_{||}$ que si une égalisation des contraintes par fluage local est possible. Si ce n'est pas le cas, la résistance au cisaillement diminue quand la contrainte longitudinale augmente.

Les essais exécutés montrent que la résistance des éprouvettes augmente avec leur largeur. La contrainte $\sigma_{S\,II}$ calculée en tenant compte de $\sigma_{||}$ est presque constante, mais la contrainte, $\sigma_{S\,I}$, dans laquelle on a négligé la contrainte $\sigma_{||}$, diminue si l'on augmente $\sigma_{||}$.

II a 2

Einfluß der Konstruktionsform und der inneren Spannungen auf die Sprödbruchgefahr

Effect of the Structural Shape and the Internal Stresses on the Risk of Brittle Fracture

Influence des dispositions constructives et des tensions internes sur le danger de rupture fragile

F. FALTUS
Prof. Dr. Ing., Prag (ČSR)

Die Erforschung der Faktoren, die die Ausbildung von Sprödbrüchen beeinflussen und der Gesetzmäßigkeiten, die hiebei walten, steht seit den eindrucksvollen Unglücksfällen insbesondere im Brücken- und Schiffbau im Vordergrund des allgemeinen Interesses. Es wurden schon wesentliche Erfolge erreicht, viele Fragen abgeklärt und Stähle geschaffen, die auch unter ungünstigen Umständen, wie tiefe Temperaturen, ungünstige Konstruktionsform, sprödbruchsichere Konstruktionen verbürgen.

Noch nicht genügend erforscht ist der Einfluß der Konstruktionsform und der inneren Spannungen auf die Sprödbruchgefahr. Da hier der Einfluß der Größe des Probestückes von sehr wesentlicher Bedeutung ist, sind diesbezügliche Versuche sehr kostspielig und zeitraubend und daher noch wenig zahlreich. Wir sind noch sehr weit davon entfernt, bezüglich Sprödbruchgefahr eine ähnliche Einreihung von Formen von Schweißverbindungen vornehmen zu können, wie sie z. B. für die Ermüdungsfestigkeit geschaffen wurden. Da die Ermüdungsfestigkeit und auch die Sprödbruchgefahr von der Höhe der durch die Konstruktionsform geschaffenen Spannungskonzentration maßgeblich beeinflußt werden, lassen sich in vielen Fällen aus Ermüdungs- und Sprödbruchversuchen qualitativ ähnliche Lehren für den Konstrukteur ziehen. Der Bruchverlauf ist in beiden Fällen allerdings gänzlich verschieden; der Sprödbruch ist ganz wesentlich von der Kerbzähigkeit des Materials beeinflußt, während die Ermüdungsfestigkeit von der Kerbzähigkeit fast nicht abhängt.

Im nachstehenden soll über einige Versuchsergebnisse berichtet werden,

die in dem Institut für theoretische und angewandte Mechanik der tschechoslowakischen Akademie der Wissenschaften erhalten wurden. Gegenstand der Untersuchungen war ein Detail, das bei geschweißten Stahlkonstruktionen und Brücken sehr häufig auftritt, nämlich der Anschluß eines Knotenbleches an den Gurt eines Trägers. Im Hinblick auf einen günstigen Verlauf der Kraftlinien wird das Knotenblech gewöhnlich mit einer Stumpfnaht an die Längskante der Gurtplatte angeschweißt. Zur Milderung der Kerbwirkung wird zweckmäßig der schroffe Übergang ausgerundet und manchmal auch noch das Knotenblech abgeschrägt.

Ermüdungsversuche, die auf einem Amsler-Pulsator von Prof. Puchner in der schweißtechnischen Versuchsanstalt in Bratislava mit geschweißten Trägern und mit Gurtplatten aus Stahl 37 ausgeführt wurden, haben zu den in der Fig. 1 zusammengefaßten Ergebnissen geführt. Schon die aus dem vollen

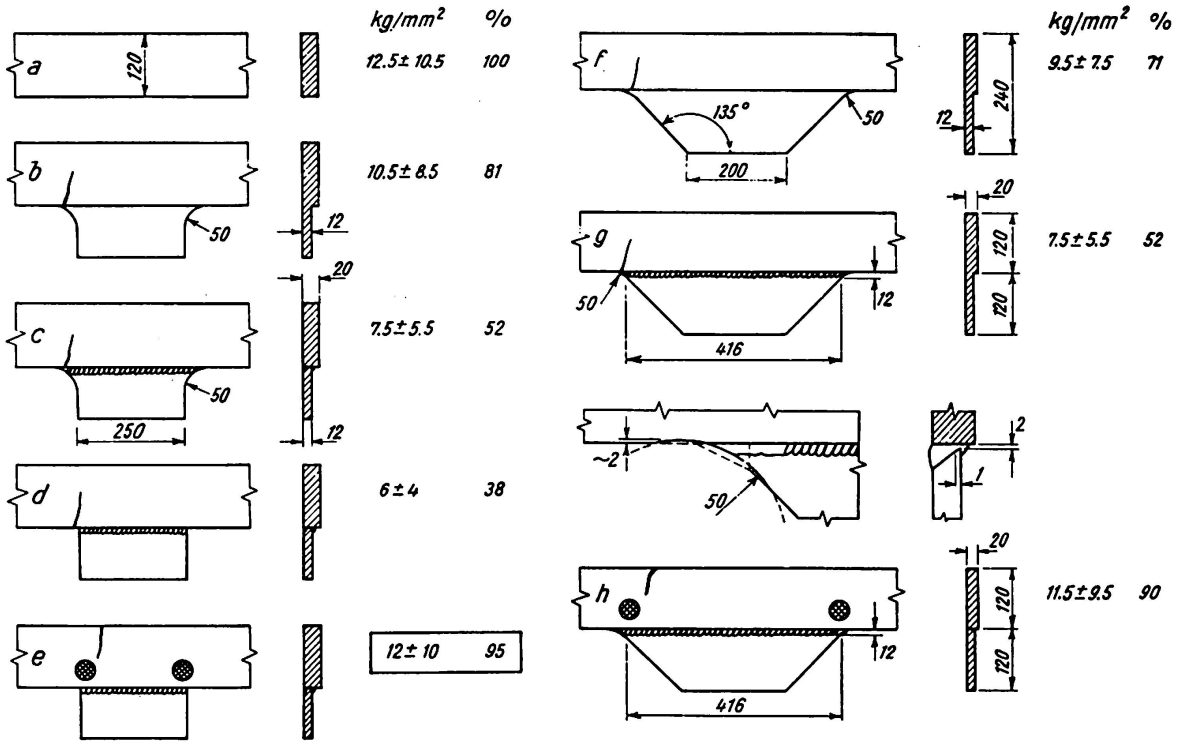


Fig. 1. Ermüdungsfestigkeit von Knotenblechanschlüssen.

herausgearbeiteten Stäbe (b, f) zeigen deutlich eine bedeutende Herabminderung der Ermüdungsfestigkeit (2×10^6 Belastungen) im Vergleich zum glatten Stab, die durch das Vorhandensein einer Schweißnaht noch weiter vermindert wird (Stäbe c, g). Bei gleichem Ausrundungsradius sind die rechtwinkligen (c) und die trapezförmigen Knotenbleche (g) etwa gleichwertig und den ohne Ausrundung ausgeführten Knotenblechanschlüssen (d) stark, überlegen. Nach einem Vorschlag von Prof. Puchner wurden durch kurzzeitiges Erhitzen von kreisförmigen Stellen mittels Schweißbrenner auf etwa 700° C in den durch Kerbwirkung gefährdeten Übergängen von Gurtplatte zu Knotenblech Druck-

eigenspannungen erzeugt. In der Tafel 1 sind die erhitzten Stellen durch Kreise gekennzeichnet. Der induzierte Eigenspannungsverlauf ist in Fig. 2 wiedergegeben. Durch diese Maßnahme wurde die Ermüdungsfestigkeit fast auf den Wert des ungeschweißten Materials gehoben. Bei den so behandelten Stäben *e* und *h* ging der Bruch oft von der glatten Kante aus.

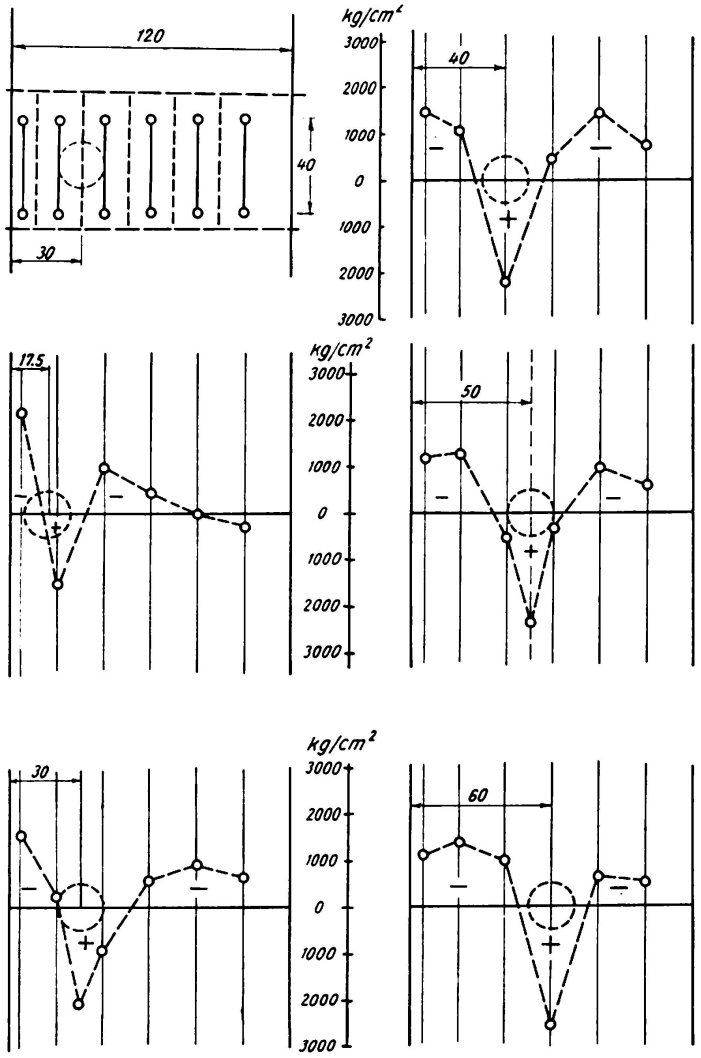


Fig. 2. Eigenspannungsverlauf nach lokaler Erhitzung.

Ähnliche Versuche wurden nun in der Akademie von meinem Mitarbeiter, kand. techn. Wissenschaften, Ing. V. Horák, zur Klärung der Sprödbruchgefahr ausgeführt. Geprüft wurden mit statischer Belastung Breitstähle 20 mm Dicke und Vollwandträger nach Fig. 3 mit den in Fig. 4 gezeigten Knotenblechformen, und zwar bei den Temperaturen $+20°$, $-40°$ C, teilweise auch $-20°$ C. Die Knotenbleche der Probekörper 6, 7, 8, 9 sind trapezförmig mit Ausrundungen und der Probekörper 4, 5, 10, 11 rechteckig ohne Bearbeitung der Schweißnahtenden entsprechend der Ausführung *g* und *d* der Ermüdungsversuche; sie sind jedoch teils 20 mm (Probekörper 4, 5, 6, 7), teils nur 12 mm

stark (Probekörper 8, 9, 10, 11), entweder einseitig (Probekörper 4, 5, 6, 7) oder paarweise (Probekörper 8, 9, 10, 11) angeschweißt. Von je 3 Probekörpern wurde 1 Stück bei 20°, ein Stück bei −40° geprüft. Am dritten Probestück wurden mit Schweißbrenner Druckspannungen in der Kerbzone erzeugt und dieses bei −40° geprüft. (Bezeichnung dieser Proben −40 P.) Flachstäbe wurden teilweise auch bei einer Temperatur von −20° geprüft. Die Kühlung erfolgte in einem Kühlbehälter mittels Trockeneis und durch ein Alkohol-Wasser-Gemisch. Die Temperatur wurde mit Thermoelementen kontrolliert; nach Erreichen konstanter Temperatur wurden die Proben ohne Entnahme aus dem Behälter zerrissen bzw. bis zum Bruch gebogen. Das Material, Stahl 37, entstammte 3 verschiedenen Schmelzen. Stahl 1 ist beruhigt, gut schweißbar, Stahl 2 unberuhigt, Stahl 3 hat erhöhten Kohlenstoffgehalt und höhere Festigkeit als normgemäßer Stahl 37. In Tab. 1 sind die Ergebnisse der Zerreißproben bei 20° angeführt. Stahl 1 hat die niedrigste, Stahl 3 die höchste Übergangstemperatur.

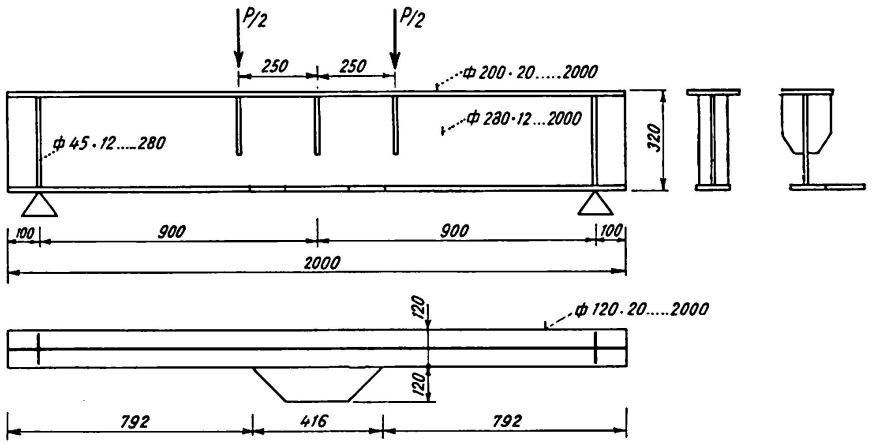


Fig. 3. Vollwandträger mit Knotenblechanschlüssen.

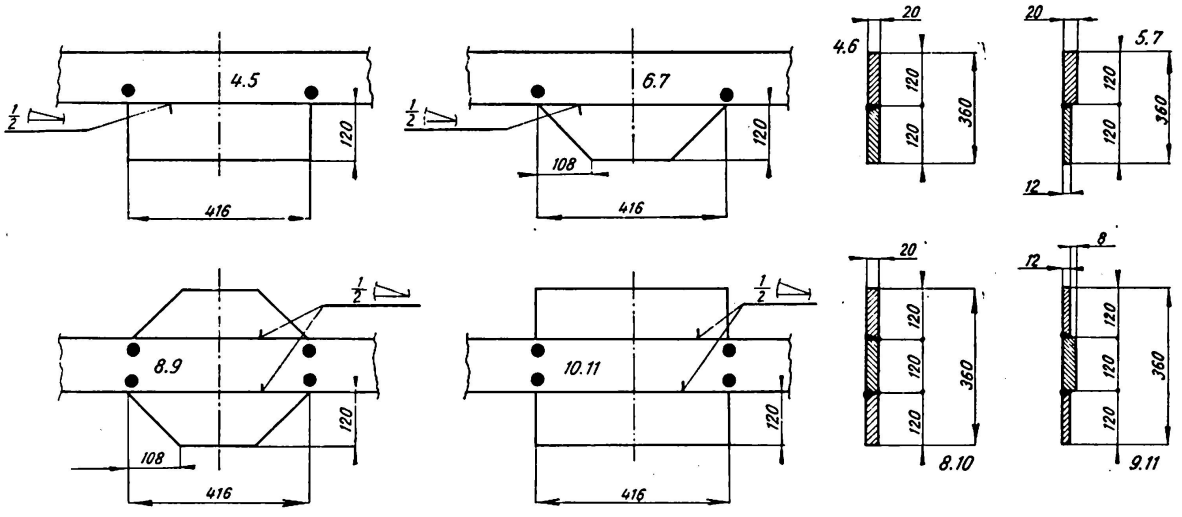


Fig. 4. Geprüfte Knotenblechformen.

Tabelle 1

Chemische Zusammensetzung

Stahl	C	Mn	Si	S	P	Streckgrenze kg/cm²	Festigkeit kg/cm²	Dehnung %
1	0,21	0,48	0	0,046	0,026	2560	4460	23
2	0,17	0,44	0	0,030	0,039	2440	4440	25
3	0,20	1,18	0,5	0,021	0,042	3570	5890	22

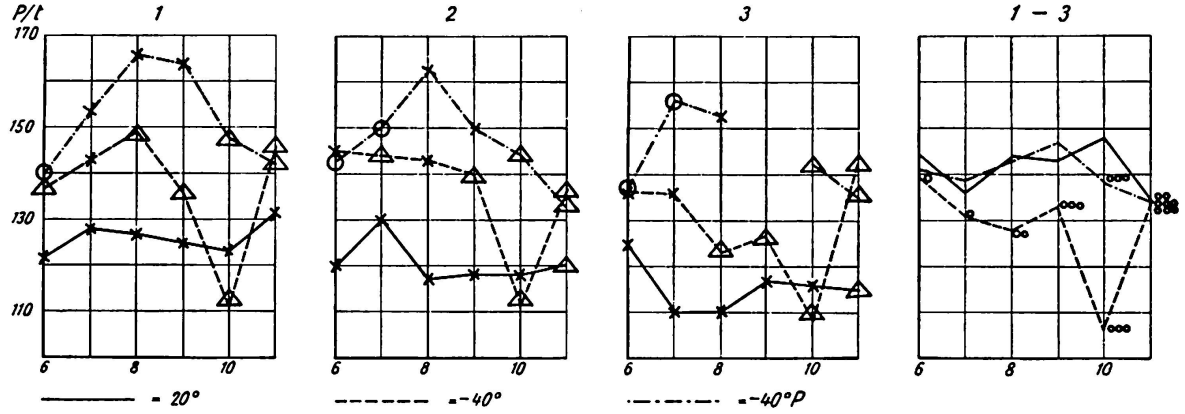


Fig. 5. Tragfähigkeit von Vollwandträgern bis Bruch.

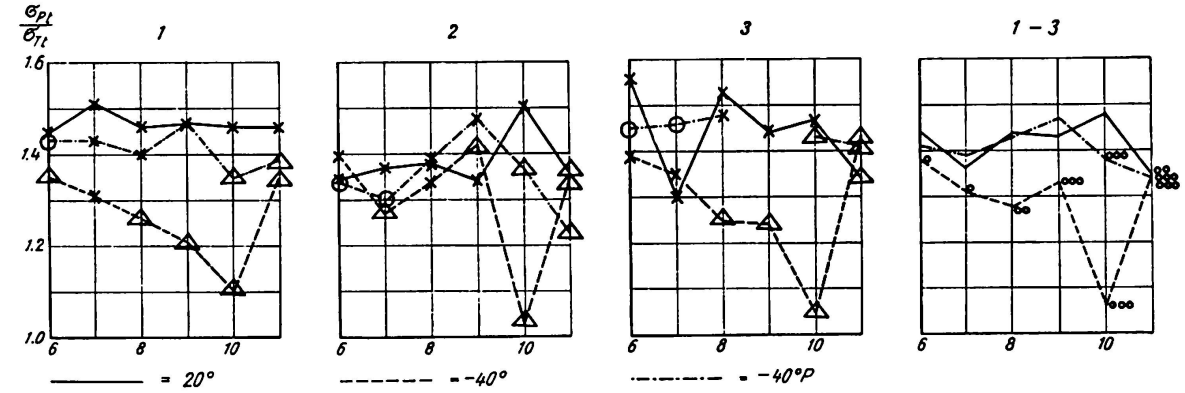


Fig. 6. Verhältnis von $\frac{\text{Streckgrenze}}{\text{Festigkeit}}$ bei verschiedenen Probeformen.

△ in der Kerbe gebrochen,
○ außerhalb der Kerbe gebrochen,
× nicht gebrochen.

Bei der Prüfung wurden bei den Flachstählen gemessen: die lokalen und gesamten Dehnungen, die Streckgrenze und Festigkeit, bei den Biegeproben wurde die Belastung beim Erreichen der Streckgrenze und die Bruchlast bestimmt. Bei Trägern, die nicht gebrochen sind, wurde als Bruchlast die maximale Belastung angenommen, die in fast allen Fällen *vor* Erschöpfung der Durchbiegungsmöglichkeit erreicht wurde.

Aus den umfangreichen Prüfungsergebnissen sind in Fig. 5, 6 die Ergebnisse der Biegeproben der Träger angeführt.

Trotz der verhältnismäßig geringen Zahl von Proben (geprüft wurden 70 Breitstahlproben auf Zug, 54 Biegeträger) und der naturgemäß ziemlich großen Streuung der Ergebnisse können aus den Versuchen diese Folgerungen gezogen werden:

1. Bei niedriger Temperatur steigen Streckgrenze und Festigkeit. Die Anwesenheit einer Kerbe kann jedoch einen mehr oder minder vorzeitigen Bruch erzwingen, so daß die Tragfähigkeit bei niedriger Temperatur auch niedriger sein kann, wie bei 20° C. Dies ist sehr augenfällig, wenn der Bruch als reiner Sprödbruch, ohne jegliche plastische Verformung erfolgt. In Fig. 5 sind die max. Belastungen als Ordinaten aufgetragen. Bei 20° ist die Tragfähigkeit für verschiedene Knotenblechformen praktisch gleich, bei −40° ist die Tragfähigkeit nicht unbeträchtlich höher, ausgenommen die Trägerform 10. Die Tragfähigkeit der Proben mit Druckeigenspannungen an den Kerbstellen ist in allen Fällen wesentlich höher.

2. Ein besseres Kriterium für die Sprödbruchanfälligkeit ist das Verhältnis der Bruchfestigkeit zur Streckgrenze $\frac{\sigma_p}{\sigma_T}$. Bei plastischem Bruch nähert sich das Verhältnis 2, bei Sprödbruch 1. Dieses Verhältnis ist für die Biegeproben in Fig. 6 aufgetragen. Das Verhältnis $\frac{\sigma_p}{\sigma_T}$ nimmt mit der Temperatur ab; bei gleichen Temperaturen charakterisiert es die Güte der Form. Am schlechtesten schneidet wieder Form 10 ab; Form 11 ist überraschend hoch. Mit Druckeigenspannungen behaftete Probekörper sind wesentlich besser wie nicht vorgespannte.

3. Bei den mit △ bezeichneten Proben erfolgte der Bruch als Sprödbruch, die mit ○ bezeichneten Proben sind gebrochen, der Bruch ging jedoch nicht von der Kerbstelle, d.i. vom Übergang des Knotenbleches in das Grundmaterial aus. Bei fast allen bei −40° geprüften Probekörpern fand Sprödbruch statt, bei Probeform 10 auch in den mit Druckeigenspannungen versehenen Stäben, bei Probeform 11 in einem Fall sogar bei +20°.

4. Zwischen den 3 geprüften Materialsorten ist kein wesentlicher Unterschied festzustellen. Nur die Streuung der Ergebnisse ist bei Stahl 2 und 3 größer als bei 1. In der 4. Spalte wurde der Mittelwert aller Versuche aufgetragen. Die Zahl der Punkte gibt die Zahl der gebrochenen Probekörper an.

5. Bei den Zugproben mit Breitstählen trat ein Sprödbruch in einigen Fällen weit außerhalb der konstruktiven Kerbe im glatten Probeteil auf bei Belastungen, die einer sehr scharfen Kerbe entsprechen würden. Eine nähere Untersuchung zeigte, daß der Bruch von einer Kante ausging, an der durch unbeabsichtigte Berührung mit der Schweißzange oder der Elektrode kurzzeitig ein Lichtbogen gezündet wurde und ein kleiner etwa $^1/_2$ mm tiefer Krater eingebrannt wurde. Es zeigt dies, welche Sorgfalt der Ausführung geschweißter Konstruktionen zu widmen ist.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß die ausgeführten Proben den Einfluß der Probeform gezeigt haben und auch bewiesen haben, daß durch

eine günstige, künstlich erzeugte Verteilung von Eigenspannungen eine wesentliche Abminderung der Gefahr eines Ermüdungsbruches und auch eines Sprödbruches erzwungen werden kann.

Zusammenfassung

An Hand ausgeführter Proben wird gezeigt, daß an Gurtplatten angeschweißte Knotenbleche die Sprödbruchgefahr wesentlich erhöhen. Am ungünstigsten ist ein rechtwinkelig angesetztes Knotenblech ohne Ausrundung des Überganges. Durch Erzeugung eines künstlichen Eigenspannungszustandes mittels Vorwärmen mit dem Schweißbrenner kann bei $-40°$ C fast dieselbe Sprödbruchsicherheit wie bei $+20°$ C erzielt werden.

Summary

Tests carried out at temperatures of $+20°$C and $-40°$C prove that gusset plates welded on the flange of a full web girder considerably increase the risk of brittle fracture. A rectangular gusset plate without rounding of the inner corners gives the least satisfactory results.

By introducing a residual pressure in the vicinity of the notch it is possible to obtain the same factor of safety against brittle fracture at $-40°$C as at $+20°$C without favorable residual stresses. The residual pressure stress was introduced by heating a small circular spot to 700°C by means of an oxy-acetylene torch.

Résumé

Les essais exécutés montrent que les goussets soudés aux semelles augmentent le danger de rupture fragile. La disposition la plus défavorable est celle d'un gousset rectangulaire sans coins arrondis. En introduisant une compression résiduelle dans la partie menacée par l'entaille à l'aide d'un chalumeau oxyacétylénique, on parvient à la même sécurité contre la rupture fragile à une température de $-40°$ C qu'à $+20°$ C sans contraintes résiduelles favorables.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II a 3

Sprödbruchprüfung und Sprödbruchsicherheit geschweißter Konstruktionen

Tests for Brittle Fracture and Susceptibility to Brittle Fracture of Welded Structures

Etude de la rupture par fragilité et de la sécurité corrélative dans les constructions soudées

KARL RÜHL

Prof. Dr.-Ing., Direktor bei der Bundesanstalt für Materialprüfung, Berlin-Dahlem

Zur Prüfung der Sprödbruchanfälligkeit von Baustählen für geschweißte Konstruktionen bieten sich heute zahlreiche Probenformen an. Die folgende Aufzählung (Tafel 1, entnommen aus [1]) zeigt, daß diese Proben in den verschiedensten Richtungen variieren.

Aus der Vielzahl dieser Proben können die verschiedensten Schlüsse gezogen werden, die mehr oder minder anerkannt oder bezweifelt werden können. Eines dürfte unbestritten sein: daß es dringend notwendig ist, die Probleme dieses Gebietes gedanklich zu ordnen, um damit aus der Vielfalt zur Einheit, zur einheitlichen Beurteilung, sei es der Probleme, der Stähle oder der Konstruktionen zu kommen. Eine gedankliche Ordnung dieser Art wird mit der Frage beginnen, was die verschiedenen Versuche uns geben können, zu dem Problem des gegenseitigen Zusammenhangs der Ergebnisse weiterschreiten, um mit der Untersuchung der Verfahren, die einen Schluß von der Probe auf das Bauteil erlauben, zu schließen. Denn letzter Sinn jeder Prüfung der Werkstoffe liegt darin, seine Bewährung bei der Verwendung zu sichern.

Die Antwort auf die erste Frage enthält bereits die tieferen Schwierigkeiten der Probleme der Versprödung. Die Proben liefern nicht nur Zähigkeitswerte verschiedenster Art, analog den Festigkeitskennwerten statischer oder dynamischer Festigkeitsversuche, sondern als wichtigeres Ergebnis Grenzen, bis zu denen diese Zähigkeitswerte gelten. Alle in Sprödbruchprüfungen gewonnenen Zähigkeitswerte gelten immer nur unter bestimmten Bedingungen des Spannungszustandes, der Temperatur oder der Beanspruchungsgeschwindigkeit.

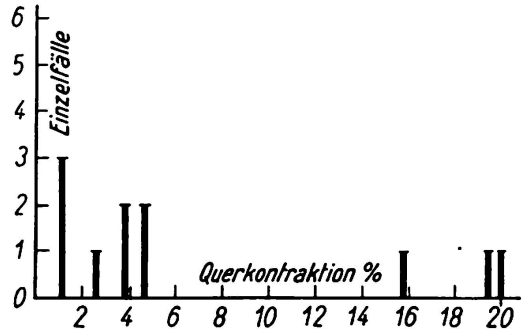
Tafel 1. Charakteristische Eigenschaften verschiedener Sprödbruchproben

1. Kerbschlagbiegeprobe
2. Fallgewichtsprobe nach Pellini
3. Probe nach Van der Veen
4. Probe nach Kommerell
5. Probe nach Kinzel
6. Probe der Lehigh-Universität
7. T-Biegeprobe
8. Probe nach Dutilleu
9. Probe nach Schnadt, statisch
10. Probe der Penns.-State-Universität
11. Plattenbeulprobe nach Pellini
12. Probe nach Kuntze
13. Probe nach Tipper
14. Probe nach Wells
15. Geschlitzte Platten
16. Kreuzzugprobe nach Soete
17. Probe nach Kahn (Navy-Tear-Test)
18. Probe nach Bagsar
19. Schlagzugprobe n. Newmark u. Bruckner
20. Längsgeschweißte Proben
21. Probe nach Robertson
22. Probe nach Robertson
23. SOD-Probe
24. Probe nach Kihara
25. Einschweißprobe der Lehigh-Universität

	Proben-Nr.:	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Art der Beanspruchung	Zug												x	x	x	x	x	x	x	x	x	[2]	[2]	x		
	Biegung	x	x	x	x		x	x	x	x	x	x										[2]	[2]			
	statisch			x	x	x	x	x	x	x	x		x	x	x	x	x	x	x		x	[2]	[2]			
	dynamisch	x	x									x	x							x		[2]	[2]		x	
Probekörper	Stäbe, Träger	x	x	x	x	x		x		x	x				[1]	[1]		x	x	x				x		
	Platten											x					x									
	Sonstiges																					x	x		x	
Behandlung	Geschweißt	(x)[3]	x		x	x	x	x	x			x			x		x			x						
	Ungeschweißt	x		x						x	x		x	x		x		x	x	x						
Meßgröße	Verformung				x	x	x	x	x	x	x		x	x				x							x	
	Arbeitsaufnahme	x														x		x								
	Bruchbildung	(x)[3]		x			x		x	x		x		x				x								
	Temp. f. bestimmt. Verhalten		x																			x	x			
	Festigkeit														x				x			x	x	x		
	Auftreten von Rissen														x		x									

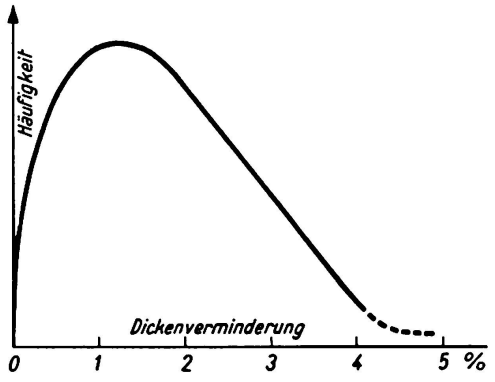
[1]) Sehr breite Stäbe, also in Form von Platten, aber primär einaxial beansprucht.
[2]) Kombinierte Zustände.
[3]) Nur ausnahmsweise.

Sie fallen mehr oder minder plötzlich aus einer Hochlage auf einen Bruchteil des Wertes der Hochlage ab, wenn die Bedingungen sich ändern. Diese Tatsache ist zu kombinieren mit einer zweiten. Es scheint trivial, festzustellen, daß bei Sprödbrüchen stets die Verformungen gering waren. Es ist nicht trivial festzustellen, daß in der Regel nur Brüche mit verhältnismäßig geringen Verformungen oder Gewaltbrüche mit hohen Verformungen beobachtet werden, keine Zwischenwerte. Beim Bruch eines Öltanks z. B. zeigten die gemessenen Dickenverminderungen an den Rissen die in Fig. 1 gegebene Verteilung [2]. Bei Schiffsunfällen verteilten sich die an den Rißrändern gemessenen Quertraktionen nach Fig. 2 [1 (Seite 39), 3]. Bei Querdehnungen über 4% hör-



Nach Baker/Tipper.

Fig. 1. Verteilung der Querkontraktionen beim Schadenfall eines Öltanks.



Nach McCutcheon WRC 1951/58.

Fig. 2. Verteilung der Querkontraktionen bei Schiffsunfällen.

ten danach die Brüche auf. Gewaltbrüche mit hohen Verformungen sind aber eine — verhältnismäßig — geringe Gefahr. Die hohen vorhergehenden Verformungen zeigen sie an, gleichen Eigenspannungen aus und beschränken damit Gewaltbrüche auf die Fälle der Einwirkung hoher äußerer Lasten. Die Gefahr der Sprödbrüche liegt dagegen darin, daß sie ohne hohe äußere Lasten auftreten (Brüche unbelasteter Brücken, wie im Unfall Rüdersdorf, im Hafen liegender Tanker usw.). Die in Fig. 1 und 2 dargestellte Verteilung [1 (Seite 39)] bedeutet also: Es genügt eine Verformungsfähigkeit, die einen Bruchteil der in der Hochlage vorhandenen Verformungsfähigkeit ausmacht, hier etwa 20 bis 25%, um Sprödbrüche zu vermeiden. Also sind auch nicht die Werte in der Hochlage, sondern die Grenzen, bis zu denen hin diese Werte vorhanden sind, das wichtigste Ergebnis der Prüfungen.

Diese Grenzen können Grenzwerte des Spannungszustandes (abhängig z. B. von der Kerbschärfe), der Dehngeschwindigkeit oder der Temperatur sein. Grundsätzlich sind alle diese drei Größen von gleichem Rang. Sie sind aber nicht gleich faßbar. Weder der räumliche Spannungszustand beim Bruch noch die Dehngeschwindigkeit im Bruchbereich, also z. B. im Kerbgrund, können gemessen werden. Es bleibt daher als praktisch fast ausschließlich verwandte Grenze die kritische Temperatur, Übergangstemperatur oder Versprödungs-

temperatur. Es ist also logisch, die Übergangstemperatur als maßgebenden Prüfwert zu betrachten.

Leider ist die Übergangstemperatur, bei der die Zähigkeit von der Hochlage zur Tieflage abfällt, eine variable Größe, nicht in erster Linie, weil man sie verschieden definieren kann, als Temperatur etwa für 10, 15 oder 20 Fußpfund Arbeitsaufnahme in der Charpy-Spitzkerbprobe, sondern weil sie von den Spannungsbedingungen abhängt. Wir können schreiben, für jeden Baustahl ist

$$T_{ü} = f(R, v),$$

wenn R den Räumlichkeitsgrad der Spannungen, also das Verhältnis $\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3$, v die Beanspruchungsgeschwindigkeit $\frac{\delta \epsilon}{\delta t}$ oder $\frac{\delta \sigma}{\delta t}$ bezeichnet. Die Übergangstemperatur ist also eine Funktion der Räumlichkeit des Spannungszustandes und der Beanspruchungsgeschwindigkeit. Ob außerdem noch weitere Größen eine Rolle spielen, etwa der Spannungsgradient $\frac{d\sigma}{dx}$, also die Steilheit etwa vorhandener Spannungsspitzen, ist z. Zt. noch offen. Jede Konstruktion und jede Probe hat also eine bestimmte, ihr eigene, aus den Spannungsbedingungen entspringende Sprödbruchwirksamkeit, und jeder Baustahl hat deshalb keine bestimmte, sondern eine Vielzahl von Übergangstemperaturen, je nach der Sprödbruchwirksamkeit des Bau- oder Probenkörpers. Daher liefern z. B. die Spitzkerbproben um 20° bis 30° C höhere Werte als die Rundkerbproben [1 (S. 77, 85)]. Die Unterschiede dieser verschiedenen Übergangstemperaturen eines und desselben Baustahls in verschiedenen Proben folgen zweifellos einem allgemeinen Gesetz. Leider kennen wir von diesem Gesetz nur Teilstücke. Grundsätzlich bekannt ist der Zusammenhang $T_{ü} = f(v)$; er kann in der Form geschrieben werden [1 (S. 28), 4]

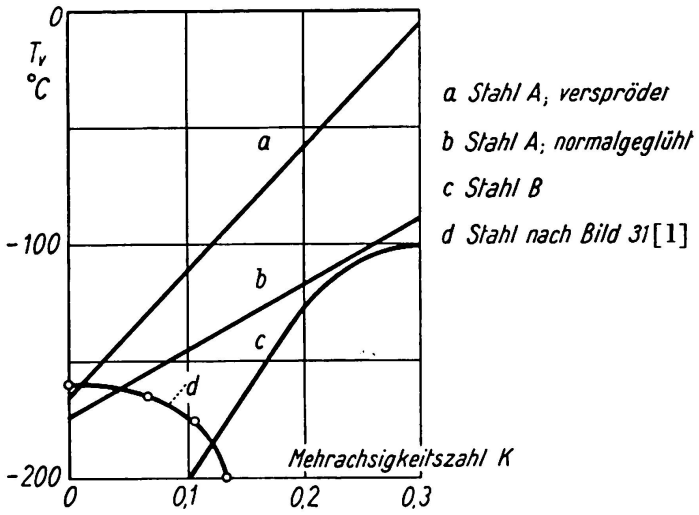
$$\ln v = C_1 - \frac{C_2}{T}.$$

T = absolute Temperatur in ° Kelvin.

Dieser theoretisch abgeleitete Zusammenhang ist durch eine Reihe von Versuchen bestätigt. Zahlenwerte für die Konstanten C_1 und C_2 sind bekannt. Noch nicht bekannt ist der Zusammenhang $T_{ü} = f(R)$. KOCHENDÖRFER und SCHOLL [1 (Seite 30), 5] haben ihn für einen Teilbereich festgestellt und erhalten bei einzelnen Beispielen eine Abhängigkeit des Wertes $T_{ü}$ von dem Wert $K = 1 - \frac{\sigma_v}{\sigma_1}$, wobei σ_v die Vergleichsspannung nach der Gestaltänderungshypothese (oder auch Schubspannungshypothese) σ_1 die größte Hauptspannung ist, nach Fig. 3, Kurven *a*, *b*, *c*. Trägt man in dieses Diagramm Ergebnisse ein, die aus Plattenversuchen von GROSSMAN gewonnen werden können [1 (S. 31), 6], erhält man die davon abweichende Kurve *d*. Die Kurve *d* würde einen ähnlichen Charakter haben wie die anderen Kurven, wenn man als

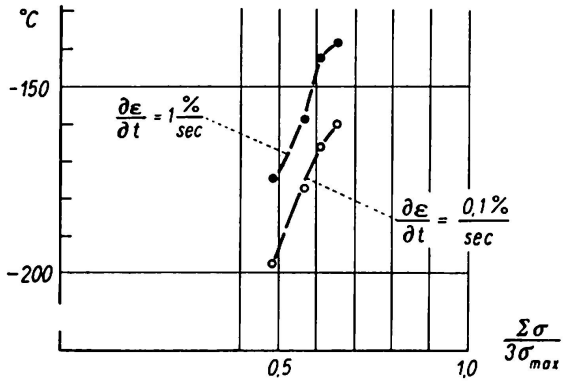
Maß für die Räumlichkeit nicht K, sondern $c = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3\,\sigma_{max}}$ benutzt (constraint factor), Fig. 4. Dieser Faktor ist jedoch auch nicht eindeutig. Er gibt z. B. für den zweiaxialen Zustand $\sigma_2 = \sigma_1$; $\sigma_3 = 0$ denselben Zahlenwert wie für den dreiaxialen Zustand $\sigma_2 = \sigma_3 = 0{,}5\,\sigma_1$. Es ist aber keinesfalls bewiesen und durchaus zweifelhaft, daß die Sprödbruchwirksamkeit beider Zustände gleich ist.

Selbst wenn diese Abhängigkeit $T_{ü} = f(R)$ bekannt wäre, wäre ihre Verwendungsmöglichkeit fraglich — denn wir wissen sehr wenig über die tat-



Nach KOCHENDÖRFER und SCHOLL.

Fig. 3. Übergangstemperatur in Abhängigkeit von der Mehrachsigkeit der Spannungen.



Nach Versuchen von GROSSMANN.

Fig. 4. Übergangstemperatur in Abhängigkeit vom Spannungszustand.

sächlichen räumlichen Spannungsspitzen in eigenspannungsbehafteten geschweißten Konstruktionen. Es besteht also bisher noch keine Möglichkeit, den Einfluß des Spannungszustandes auf die kritische Temperatur zahlenmäßig zu verfolgen, das Temperaturäquivalent für eine bestimmte Änderung des Spannungszustandes anzugeben.

Damit stehen wir vor der dritten Frage — der Beurteilung der Sprödbruchsicherheit von Bauten auf Grund der Sprödbruchprüfung der Baustähle. Da heute in verschiedenen Normen und Vorschlägen, z. B. der deutschen Norm DIN 17 100, der englischen Norm B.S. 2762, dem Vorschlag Bonhomme der Kommission IX des International Institute of Welding [7] Stähle mit gleicher Festigkeit aber verschiedener Sprödbruchanfälligkeit vorgesehen sind, steht der Konstrukteur vor der unvermeidbaren Aufgabe, aus diesen Stählen den für sein Bauwerk geeigneten, d. h. gerade ausreichend guten, auszuwählen. Er muß bestimmte Stähle Bauwerken bestimmter Sprödbruchgefährdung zuordnen. Zwei Größen liegen hierfür in jedem Fall fest, bzw. können bestimmt werden — die niedrigste Betriebstemperatur, bei der das Bauteil noch seine Funktionen erfüllen soll, und die Versprödungstemperatur, bei der der Baustoff in bestimmten Proben seine Zähigkeit einbüßt. Außerdem existiert, ob bekannt oder unbekannt, ein dritter Temperaturwert, die Versprödungstemperatur des Bauwerks, d. h. des Baustoffes unter den Bedingungen des Bauwerks. Daß es für etwa ähnliche Baukörper eine solche überraschend eng begrenzte Übergangstemperatur gibt, hat die Statistik der zahlreichen Schiffsunfälle bewiesen [1, Seite 19/20]. Selbstverständlich liegt keiner dieser Werte exakt fest. Alle Versuchswerte haben Streuungen, also auch die Übergangstemperatur. Die Sprödbruchsicherheit des Bauwerks ist gewährleistet, wenn die Versprödungstemperatur des Baustoffs im Bauwerk unterhalb der Betriebstemperatur liegt, also der spröde Bereich unterhalb der Betriebstemperatur endet. Es ist also nötig, die Betriebstemperatur des Bauwerks, die Versprödungstemperatur des Baustoffes im Bauwerk (also die Versprödungstemperatur des Bauwerks) und die Versprödungstemperatur des Baustoffes in den Proben miteinander zu vergleichen. Es gibt hierfür zwei Möglichkeiten.

Die erste besteht darin, eine Reihe von Proben mit steigender Kerbschärfe und damit steigender Übergangstemperatur vorzusehen, wie z. B. von H. SCHNADT vorgeschlagen. Will man den Stahl für eine bestimmte Konstruktion aussuchen, hat man aus dieser Reihe diejenige Probe herauszusuchen, die die gleiche Schärfe der sprödbruchwirksamen Bedingungen und damit die gleiche Versprödungstemperatur besitzt wie die Konstruktion. (Ob bzw. mit welcher Sicherheit dies im Einzelfall möglich ist, ist eine zweite Frage.) Prüft man diese Probe bei der Betriebstemperatur, der das Bauwerk äußerstenfalls ausgesetzt ist (oder zur Sicherheit bei einer noch etwas niedrigeren Temperatur), und verhält sich die Probe zäh, kann man annehmen, daß auch im Bauwerk keine spröden Brüche zu erwarten sind. Bei diesem Verfahren ist also die Prüftemperatur gleich oder unterhalb der niedrigsten Betriebstemperatur des Bauwerks zu wählen.

Dieses Verfahren setzt voraus, daß die Temperaturgleichheit von Proben und Bauwerk für alle in Frage kommenden Stähle erhalten bleibt, andernfalls müßten je nach Stahlgüte verschiedene Proben für ein und dasselbe Bauwerk maßgebend sein. Die Temperaturverschiebung durch Wechsel der Stahlgüte

muß also für Probe und Bauwerk gleich, demnach von den Spannungsbedingungen, die ja in der Regel sehr verschieden sind, unabhängig sein. Schreibt man zur Verdeutlichung $T_{ü} = f(\sigma, W)$, wo σ die gesamten Spannungsbedingungen (R und v) und W die Werkstoffgüte bedeutet, so darf also $\frac{\delta T_{ü}}{\delta_W}$ die Größen σ nicht enthalten, das heißt, es dürfen in der Funktion von $T_{ü}$ keine Glieder vorhanden sein, in denen σ und W gekoppelt sind, und dann ist umgekehrt auch $\frac{\delta T_{ü}}{\delta \sigma}$ unabhängig von W. Dies heißt einfach, daß eine Änderung der Spannungsbedingungen die Temperatur unabhängig von der Stahlgüte, also bei allen Stählen um den gleichen Wert verschiebt. Stellt man also zwischen einer bestimmten Konstruktion und einer bestimmten Probe bei einem beliebigen Stahl eine Temperaturdifferenz ΔT fest, die notwendigerweise durch den Unterschied der Spannungsbedingungen verursacht ist, so muß diese Verschiebung ΔT bei anderen Baustählen den gleichen Wert haben.

Damit ist ein zweites Verfahren möglich. Man wählt nicht aus einer Reihe von Proben mit verschiedener Kerbschärfe diejenige mit gleicher Übergangstemperatur wie das Bauwerk, sondern beschränkt sich auf eine einzige Probenform und bestimmt für irgendeinen Stahl die Differenz ΔT der Übergangstemperatur T_{P1} dieser Probe gegenüber derjenigen des Bauteils ($\Delta T = T_{ü\,Bau} = T_{P1}$). Dann kann man für einen andern Stahl mit T_{P2} allgemein für ein gleiches oder ähnliches Bauwerk setzen

$$T_{ü\,Bau} = T_{P2} + \Delta T,$$

in Worten: Versprödungstemperatur im Bauwerk = Versprödungstemperatur der Proben $+\Delta T$.

Diese Versprödungstemperatur im Bauwerk muß dann, falls Sicherheit gegen Sprödbruch vorhanden sein soll, unter der Betriebstemperatur liegen. Man kann dann entweder für einen gewählten Baustahl die niedrigste zulässige Betriebstemperatur eines Bauwerks oder für eine gegebene Betriebstemperatur die höchste zulässige Probenübergangstemperatur angeben.

Beide Verfahren sind also wissenschaftlich gleich gut begründet — entweder beide richtig oder beide falsch. Darüber, wie weit tatsächlich die Differenz der Übergangstemperatur verschiedener Baukörper und Probeformen für Baustähle verschiedener Güte gleich ist, gibt es eine Reihe von Versuchen. Die Fig. 5 und 6 [aus 1, Seite 70] zeigen zwei Beispiele für Temperaturdifferenzen ΔT zwischen verschiedenen Baukörpern für verschiedene Stähle. Wären die ΔT-Werte für alle Stähle gleich, müßten die beiden Treppenlinien in jedem Bild parallel verlaufen. Das ist naturgemäß nicht der Fall; die Abweichungen davon sind jedoch so, daß die Annahme eines mittleren Wertes ΔT für alle Stähle als durch die Versuchsergebnisse hinreichend bestätigt angesehen werden kann.

Die praktische Anwendung hängt davon ab, ob man genügend Zahlenwerte ΔT für die verschiedenen Bauweisen bestimmen kann. Der Deutsche Ausschuß

für Stahlbau hat bei der Bundesanstalt für Materialprüfung in Berlin eine Reihe geschweißter Träger mit verschiedenen Gurtplattendicken und -breiten bei verschiedenen Temperaturen prüfen lassen. Die bis zum Bruch erreichten Verformungen fielen bei Erniedrigung der Temperatur stark ab. Es gibt also einen kritischen Bereich, über dessen genaue Definition allerdings verschiedene Auffassungen möglich sind. Aus Fig. 7 kann z. B. geschlossen werden, daß bei

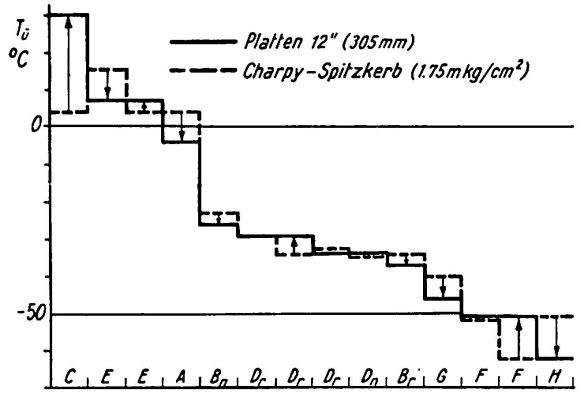
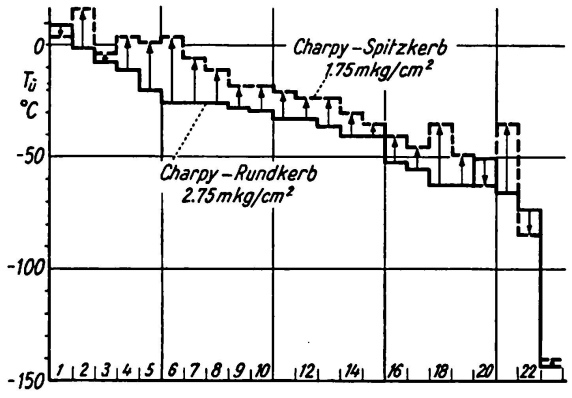


Fig. 5. Vergleich der Übergangstemperaturen von Platten und Charpy-Spitzkerbproben bei verschiedenen Stählen.



Nummer des Stahles.

Fig. 6. Übergangstemperaturen von Charpy-Rundkerb- und -Spitzkerbproben bei verschiedenen Stählen.

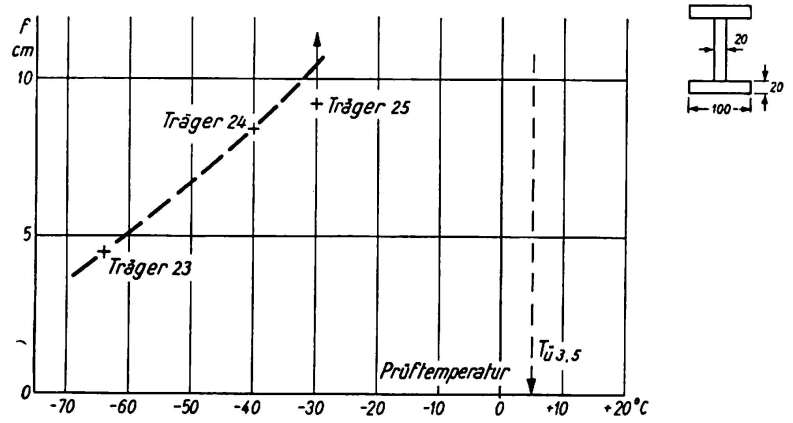


Fig. 7. Durchbiegung geschweißter Träger bis zum Bruch bei verschiedenen Temperaturen (Stegdicke 100 mm).

etwa $-65°$ bis $-70°$ C ein kritischer Temperaturbereich erreicht ist; die Übergangstemperatur der DVM-Proben lag bei $+5°$ C; bei diesem günstigen Träger mit schmalen und nicht sehr dicken Gurten war also $\Delta T = -65° - (+5) = -70°$. Die durchgeführten Versuche können nur als ein Anfang betrachtet werden. Aus ihnen und anderen Erfahrungen können heute nur folgende als Anhalt dienende Angaben über ΔT-Werte gemacht werden, alle gegenüber DVM-Rundkerb-Proben. Niedrige geschweißte Träger mit Gurtstärken von 200×40 mm

$$\Delta T = -30°$$

(kritische Temperatur des Trägers unterhalb derjenigen der Probe, je größer der negative Wert, um so sicherer ist die Konstruktion); bei geringen Gurtstärken, 200×20 mm,

$$\Delta T = -45°,$$

bei schmalen Gurten noch größere (negative) Werte; bei Behältern mit eingeschweißten Flicken, auf Grund eines Einzelfalls mit nicht sehr sicheren Unterlagen,

$$\Delta T = -10°;$$

bei sehr ungünstigen Schiffsbauteilen mit mehrfachen Schweißnähten

$$\Delta T = \text{positiv},$$

im Grenzfall bis etwa $+20°$ C [1, S. 86].

Will man nicht von Rundkerb-, sondern von Spitzkerbproben ausgehen, so ist zu beachten, daß deren Übergangstemperaturen (für mittlere Arbeitsaufnahme, etwa 2,6 mkg/cm²) rund 20° bis 30° C höher liegen [1 (Seite 6), 8]. Den obigen ΔT-Werten sind dann noch $-25°$ C hinzuzufügen, statt $\Delta T = -45°$ würden sich $\Delta T = -70°$ C usw. ergeben.

Für die praktische Berechnung notwendiger Gütewerte des Stahles kann man aus den vorstehenden Überlegungen noch ein einfaches Rechenverfahren ableiten, indem man aus der niedrigsten Betriebstemperatur und der Differenz ΔT die höchste zulässige Probentemperatur $T_{üP}$ und dann deren Abstand von einer frei gewählten höheren, etwa bei $+50°$ oder $+100°$ C liegenden Bezugstemperatur errechnet. Dieser Abstand steigt mit der Gefährdung, z. B. Erniedrigung der Betriebstemperatur, stellt also eine Gefahrenwertung dar. Die Übergangstemperatur des zu verwendenden Stahles muß mindestens den gleichen Abstand von der Bezugstemperatur haben; dieser Abstand für den Stahl ist also eine Gütewertung; je besser der Stahl, um so niedriger ist seine Übergangstemperatur, um so größer sein Abstand von der gewählten höheren Temperatur. Für die Berechnung kann man statt der Abstände in °C natürlich auch eine ihnen proportionale Skala einführen. Dabei müssen natürlich sprödbruchwirksame Einflüsse, die eine bestimmte Verschiebung der Übergangstemperatur bewirken, mit der gleichen Maßzahl wie diese Verschiebung bewertet werden. Nach diesem System können z. B. die «Vorläufigen Empfehlungen» des Deutschen Ausschusses für Stahlbau gedeutet werden. Die in diesem System verwandten Zahlenwerte für die einzelnen sprödbruchwirksamen Faktoren (Lage und Beanspruchung der Schweißnähte, Wanddicke, Kaltverformung, Kälte) beruhen teilweise auf Versuchen, teilweise auf Schätzungen auf Grund von Erfahrungen mit ausgeführten Konstruktionen. Zum Beispiel geben eine Reihe verschiedener Versuche über die Erhöhung der Übergangstemperatur mit der Wanddicke einen Mittelwert von etwa 1° für 1 mm (bei starken Streuungen). Da man der Temperaturerniedrigung eine Gefahrenzahl von je 1 für 5° C zuerteilt hat, ist dementsprechend auch für je

5 mm Wanddickensteigerung eine Gefahrenwertung von 1 vorgeschrieben worden. Die Zahlenwerte für den Einfluß der Konstruktionsbedingungen sind geschätzt, möglicherweise etwas zu hoch.

Für die Prüfung und Ergänzung dieser Empfehlungen sind vor allem etwaige Erfahrungen über Schadensfälle wertvoll. Umgekehrte Erfahrungen — über gutes Verhalten von Baustählen in Bauwerken — sind natürlich ebenfalls wichtig, haben aber nur im Fall genauer Prüfung des Stahles im Einzelfall Gewicht, weil die Gütestreuung der Baustähle sehr groß ist. In sehr vielen Fällen liegen also Stähle vor, deren Güte nicht nur ein wenig, sondern sehr erheblich über der garantierten Mindestgüte liegt, ihre Bewährung sagt also nichts über das Verhalten eines an der Grenze liegenden Stahles aus. Außerdem ist es ja gerade das gefährliche Charakteristikum der verformungsarmen Brüche, daß sie ohne vorherige Anzeichen auftreten, man also nicht weiß, wie nahe am gefährdeten Bereich das Bauwerk sich befand, wenn kein Schaden aufgetreten ist.

Es ist klar, daß ein solches Verfahren zur systematischen Zuordnung verschieden sprödbruchanfälliger Stähle zu verschieden stark sprödbruchgefährdeten Bauwerken nur ein summarisches Abkürzungsverfahren ist. Andere Verfahren mit Benutzung etwa der Verformungen statt der Temperatur wären denkbar, haben aber bisher noch zu keinem Erfolg geführt.

Es erscheint jedoch sicher, daß nur eine Systematik der Beziehungen zwischen Sprödbruchprüfung und Sprödbruchverhalten von Bauteilen die notwendige Ordnung der Sprödbruchprüfung, d. h. eine Beurteilung des Aussagewertes der verschiedenen Proben herbeiführen kann.

Literatur

1. K. Rühl, «Die Sprödbruchsicherheit von Stahlkonstruktionen». Werner-Verlag, Düsseldorf, 1959.
2. I. F. Baker, C. F. Tipper, "The Value of the Notch Tensile Test". Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers. 170 (1956) Nr. 1, S. 65/93.
3. E. M. McCutcheen, Diskussionsbeitrag in Welding Research Council, Supplement zu Welding Journal (amerikanisch), 1951, Heft 8, S. 4121/14.
4. O. L. Issner, «Ermittlung der Sprödbruchneigung von Baustählen im Kerbzug- und Kerbschlagzugversuch». Archiv für Eisenhüttenwesen 24 (1953), H. 1/2, S. 27/42.
5. A. Kochendörfer, H. Scholl, «Die Sprödbruchneigung von Stählen in Abhängigkeit von Spannungszustand und Temperatur». Stahl und Eisen 77 (1957), Heft 15, S. 1006/13.
6. C. W. McGregor, N. Grossmann, "Dimensional Effect in Fracture". Welding Research Council. 1952, Heft 1, S. 20/26.
7. Bericht des IIW/IIS – 22 – 59. Recommandations pour le choix et la classification des aciers pour constructions soudées.
8. Bericht des IIW/IIS, IX – 116 – 55, A. Audigé. Notch Toughness of hull quality ship steels evaluated by means of Keyhole and V-notch Charpy tests.

Zusammenfassung

Die Vielzahl der gebrauchten Sprödbruchproben erfordert eine systematische Ordnung der Sprödbruchprobleme. Auswertung der Unfallerfahrungen zeigt, daß die Sprödbruchgefahr bereits bei relativ geringer Verformungsfähigkeit verschwindet. Daher ist die Übergangstemperatur die kritische Größe. Sie ist für gleiche Stähle durch die verschiedenen Spannungsbedingungen in Bauteilen und Proben verschieden. Die hierfür maßgebenden Zusammenhänge sind nur teilweise bekannt. Für die Beurteilung der Sprödbruchsicherheit von Bauwerken bietet sich daher nur der Weg, diese Temperaturdifferenzen experimentell zu bestimmen. Versuche hierüber sind durchgeführt.

Summary

The multiplicity of the tests employed for brittle fracture necessitates a systematic classification of the problems of brittle fracture. Analysis of accidents that have occurred shows that the risk of brittle fracture is eliminated at relatively low ductility. Hence the transition point is the critical magnitude and it is different for the similar steels owing to the varying stress conditions in structural members and tests. The relationships governing such cases are only partly known. Consequently, the only means for estimating the susceptibility of structures to brittle fracture is to determine these temperature differences experimentally. Researches are being carried out on this problem.

Résumé

La multiplicité des types d'éprouvettes employées pour les essais de rupture par fragilité impose un classement systématique des divers problèmes correspondants. Une analyse des donnés expérimentales concernant les accidents de cette nature montre que les risques de rupture par fragilité disparaissent pour une aptitude relativement faible aux déformations. La température de transition constitue donc la grandeur critique. Pour des aciers identiques, elle diffère suivant les divers régimes de contrainte dans les éprouvettes et dans les éléments d'ouvrages. Les relations qui régissent ces phénomènes ne sont que partiellement connues. Pour l'appréciation de la sécurité à la rupture des ouvrages par fragilité, le seul moyen consiste donc à déterminer expérimentalement ces différences de température. Des essais sont en cours à ce sujet.

Leere Seite
Blank page
Page vide

II a 4

The Economics of Quality in the Fabrication of Welded Steel Bridges

Economie et qualité dans la fabrication des ponts métalliques soudés

Die Wirtschaftlichkeit der Ausführungsqualität bei geschweißten Stahlbrücken

D. C. C. DIXON
B.A., A.M.I.C.E., A.M. Inst. W, The Cleveland Bridge & Engineering Co. Ltd.,
Darlington, Co. Durham, England

Preamble

Quality in the fabrication of a welded steel bridge is, for the purpose of this paper, defined as that degree of excellence in the methods and skills employed in fabrication, as will enable the designer to make correspondingly good use of all materials which he may include in such a structure.

The total cost of a fabricated bridge delivered from the maker's yard is the sum of the cost of materials and the cost of production. The better the quality of fabrication, the greater is the cost of production. However, this extra cost is offset by the more efficient stressing of materials, their more economic use, and hence a saving in their cost. The converse is also true. The least total cost will occur where the rate of decrease of one cost, materials or production, equals the rate of increase of the other.

There is very little cost data available, either as to the variation in cost of production or to the variation in cost of materials, due to changes in the requirements of specifications. This paper attempts to show not only the need and the potential value of such data, but also to indicate the relative importance of the factors which cause such variations, and in some cases to make quantitative estimates of the changes in cost.

The difficulty of obtaining data is aggravated by the fact that in any one works it is unlikely that very differing standards of quality can be simultaneously maintained. Thus it is likely that fair comparison can only be made between one works and another; this introduces another variant factor.

Design

Advances in the techniques of design must go forward hand in hand with advances in the techniques of fabrication. Advances in the one stimulate advances in the other.

Welding, more than any other method of jointing metals such as rivetting or bolting, permits the designer to place his metal where he desires, so as to obtain a more logical and economic stress distribution; it permits him to design monolithic structures which even with conventional elastic design show great material savings. This very freedom given to the designer carries with it the risk that any flaw in fabrication is likely to be the more dangerous.

A common reaction to the realization of this fact by the designer, has been to create awkward redundant details, or to specify too long or excessively heavy welds, rather than to insist on a specification of such rigidity that these precautions against flaws in fabrication are unnecessary. It has been shown that for a single stressing of a weldment, high residual stresses as are likely to be set up by such details, have little appreciable effect; however, where fatigue loading is likely to be encountered, as it is in many railway bridges, the effect is considerable. Such precautions moreover, not only cause an increase in the volume of material employed, but also add very considerably in cost and time in the production process. Further to this, the author would go so far as to say that such precautionary details are in fact deleterious to the ultimate strength of a structure.

An analysis of any particular and accepted design on these lines would be likely to be both invidious and inconclusive. It would seem better to consider one or two common details.

A plate girder is usually designed against bending moment; its requirement to resist shear stresses is often negligible. Should this be so, then the paramount task of the web is to hold the flanges apart so that they may take their stresses in direct tension and compression. In this case, the function of a web stiffener is to stiffen the web! It may be extended to stiffen the compression flanges, but there seems no justification for the weight and size of so many sections employed for this task, nor for the excessive and unreasonable amount of weld metal often used in its connection to the web, nor can it be disputed that the laying of this weld is likely to set up high residual stresses and frequently awkward distortion. This is a simple example, nevertheless it is surprising how many designers are still guilty to some extent.

British Standards for mild steel to B.S.S. 15 which has a minimum yield point of 15.25 tons per sq. inch and a minimum ultimate strength of 28 tons per sq. inch, permit the material to be stressed in direct tension to 9 tons per square inch. A bridge made with this steel and to this specification, can therefore theoretically withstand a load 69% greater than that for which it is designed before the yield point is reached in any portion of the steel, and a

much greater load, particularly if the steelwork forms a redundant framework, before collapse occurs. There is therefore scope for raising the allowable working stresses provided the quality of the completed structure can be relied on sufficiently. At present there are certain unknown quantities, in particular, the lack of knowledge of the fundamental behaviour of brittle fracture which limit this reliance. Although much can be done to minimise the risk of such fracture, such as the avoidance of notches, discontinuities, etc., the lack of this fundamental knowledge must necessarily delay savings in the general direction of permitting higher working stresses.

The definition adopted for quality excludes discussion on the appearance of the final bridge. It need only be remarked firstly that such practices as placing stiffeners on one side only of a plate girder web, may in the eyes of some be desirable, but certainly add to the cost, and secondly, that a good design that makes full use of the materials employed, is rarely likely to be æsthetically objectionable.

Basis of Estimation of Relative Costs

The total cost of a fabricated welded bridge may be broken down into the following elements:

a) The cost of steel delivered from the Mills (including waste).
b) The cost of electrodes.
c) The cost of miscellaneous special items such as jigs, and tools.
d) The cost of labour directly employed on fabrication.
e) Overhead costs which are usually expressed as a percentage of d). Firms vary in that labour which is classed as directly employed and that which is booked as overheads but for the purposes of comparison the total of d) and e) can be used.
f) Profit, generally expressed as a percentage of the sum of the items a) to e).

The cost of bearings, protective treatment etc., are excluded from the above cost since the method of their calculation is different and a study of their cost is irrelevant to the main argument.

Examples of the use of such a breakdown of cost are given in the following table. They are chosen to represent bridgework of very differing complexity but fabricated to the same specification.

From this table it can be seen that, should the specification, by being made more rigid, cause an increase of one man hour per ton, then the total cost per ton will increase by 0.79%, 0.63% and 0.53% respectively in the three cases. For the change in specification to have caused an economic gain, then it must have permitted a greater percentage saving in weight.

Since the directly employed labour is by far the greatest variable, it is important to examine how the man hours which make up its cost, are split

Item	Class d) Man Hours per ton		
	40	70	100
	£	£	£
a) Mild Steel to B.S.S. 15	45. 0. 0	45. 0. 0	45. 0. 0
b) Electrodes	1.10. 0	1.15. 0	2. 0. 0
c) Miscellaneous Items	1.10. 0	1.10. 0	1.10. 0
d) Directly employed labour @ 5/-d per man hour.	10. 0. 0	17.10. 0	25. 0. 0
e) Overheads at say 125%	12.10. 0	21.17. 6	31. 5. 0
f) Profit @ say 7 1/2 %	5. 5. 9	6.11. 5	7.17. 1
Total cost per ton	75.15. 9	94. 3.11	112.12. 1

between the various trades. The following table gives the percentages by trades of man hours actually employed on the fabrication of four classes of structure. The trades listed cover 70% of the costs booked in the author's works against item d) above.

Item	Category			
	1	2	3	4
Crop, saw, roll, straighten	5.0	4.5	4.0	5.0
Template	2.0	10.0	2.0	1.5
Plane, gas cut	6.0	6.5	7.0	12.0
Mark and drill	10.5	6.5	4.0	Nil
Plater (or assembler)	23.0	23.5	18.0	21.5
Plater's helper	28.0	29.0	30.0	26.0
Welder	25.5	20.0	35.0	34.0

Category 1 was for a multi-span plate girder road bridge with built up welded cross girders. All site connections were bolted. The specification was of normal severity.

Category 2 was for an all welded arch bridge, with main chords of box section. Individual portions were shop assembled. The specification was very rigid, and required exceptional dimensional accuracy. Site connections were bolted.

Category 3 was for a single span plate girder railway bridge with rolled section cross girders. All butt welds were subject to radiographic inspection.

Category 4 was for a box girder cantilever bridge with a main span of 270′ and side spans of 120′. All butt welds were subject to radiographic inspection. It was site welded.

From this table it can be seen that a variation in the amount of man hours employed on welding is not so great as might be expected. For category 3 even, if we assume a total of 70 man hours per ton in directly employed labour, the welding cost (including associated overheads and profit) was only 10.8% of the total cost. Plating accounted even in this case, to a greater proportion (14.8%) and in the case of category 2 to 19.5%.

Inspection

General

Any requirement laid down by a specification must be capable of precise assessment. Such phrases as "of the best quality", "perfectly straight", "without flaw" etc. are largely meaningless.

The methods of inspection available will therefore dictate the quality of materials and of completed fabrications which may be achieved.

Inspection of Welds

There are two basic non destructive methods of examination of welds, firstly visual and secondly radiographic. With the use of standard radiographs, such as those published by the I.I.W. the latter methods can be used precisely. Inspection by magnetic methods, by dye penetrants, by ultrasonic means etc. all indicate discontinuities under various conditions, but they do not guarantee positive nor quantitative identification of faults and must, therefore, be regarded as tools to be used only in conjunction with radiographic means. Hence the section on welding considers only the standards which can be achieved by the use of either visual or radiographic methods.

The initial cost of installing radiographic equipment with the ancillary developing and viewing facilities is fairly considerable, its actual cost depending on the capacity of the equipment installed. For most Bridgework an X-ray machine of capacity 250 KV. is adequate, particularly if a Gamma ray source is made available in addition.

The running costs, including depreciation, overheads, labour and all materials are relatively small. In the Author's works the cost per ton spread over all welded work fabricated is less than $^1/_4\,^0/_0$ of the total cost. This includes all welders tests.

Inspection of Steel

In welded design plates are usually used in single ply, heavier sections being developed by the use of thicker plates. This is the converse of rivetted design where heavier sections employ several plies. Though there is a saving

in workmanship there is an added risk in that discontinuities in thicker plates are not only more likely to occur, but also form a much graver source of fault. Hence the discovery of a fault, such as a lamination, may result in the refabrication of a large weldment, and the non-discovery of such a fault may weaken the structure dangerously. It is therefore desirable both on economic and structural grounds to examine steel, particularly plates highly stressed in tension, on receipt from the mills for such discontinuities.

Ultrasonic equipment provides the best means for carrying out this inspection. Experience has shown that such inspection will be adequate if on only a small proportion of the materials in a bridge. In the case of plates, if the last two feet at each end are examined and found to be sound, then the remainder of the plates may be assumed to be sound also. One operator with one machine can, by this method inspect in excess of thirty plates per day including the time for laying out the plates and turning over a proportion.

Dimensional

Welding by its very nature causes stresses in the materials connected and hence distortion. Great accuracy may be required and can be achieved between particular faces and in particular dimensions, latitude should be allowed however in those dimensions which are neither important nor critical.

Responsibility for Quality

Primarily (after the operative himself) responsibility for maintaining the quality of workmanship must rest with the shop foreman. The importance of selecting him is therefore emphasised. The justification for ample time and money spent in training, which should continue after his appointment, lies in this fact. Money spent in this manner has rarely been found to be wasted.

Formal inspection is firstly by the Works Inspectors, secondly by those of the customer. This paper is not concerned with the cost of the latter. The Works Inspector should be responsible to the Works Manager directly, and should have preferably been an apprentice trained craftsman who has risen to a position of executive responsibility by his own ability. He should have therefore a well paid position, an essential corollary because so much depends on him in the search for quality.

Materials

Different steels are considered only insofar as their individual properties alter the cost of fabrication.

For example Mild Steel to B.S.S. 15 is in general a sound welding quality steel. However it is possible within this specification for a steel to be rolled

with such a chemical content in respect of sulphur, silicon and manganese that welding is difficult and expensive. On what occasions the extra cost of a steel of the same tensile strength, but with a more closely specified chemical analysis which will preclude such difficulties, is justified can only be known with the aid of statistical data which is not available. Another example is in High Tensile (Weldable Quality) Steel to B.S.S. 968.

The welding of this steel either requires pre-heating or a technique resulting in a very high rate of heat input in relation to the thickness of plates being connected. In this case, however, both the extra cost of the steel and of the extra work in welding can be closely estimated as can the saving in weight gained by the use of a steel of this tensile strength.

Welding

Hand Welding

Even to-day there is a widespread impression that, to require the critical welds on a bridge structure to be made to the standard normally specified on pressure vessels, would be impracticable and would cause a gross increase in cost. In the Author's opinion this is not true and the extra cost may well be saved by the avoidance of cumbersome details and excessive sizes and lengths of welds even without taking account of the higher stresses that may be imposed on the materials by the designer.

The attaining of such standards of welding in the first place in a structural works is difficult; their maintenance is comparatively easy.

Previous to 1956 considerable efforts had been made within the author's works to improve the general standard of welding. They had met with only a modicum of success. At about this time advice was given by an eminent manufacturer of pressure vessels that he did not consider it possible to attain more than a mediocre standard without the constant use of radiographic inspection. On installation of such equipment his view was confirmed. The direct visual proof which welders received of the faults in the welds they had made, had an immediate and decisive effect. For some months the rate of welding decreased by some 35% or more, but after a year or so the decrease in rate became less and settled down at between 18% and 20% of that achieved before radiographic examination was employed. This can largely be explained by the extra care taken in cleaning early runs on multi-run welds since the rate of deposition is directly proportional to the current employed.

Actual figures of deposition rate are difficult to compare, since they are dependent not only on the welder but on the time spent awaiting for a weldment to be moved or rotated, or for chippers to complete cleaning etc. Previous to radiographic methods of inspection being employed, butt welds were made with a deposition rate (by hand) of from 4.2 to 5.5 cubic ins. per welder per

hour. Two years after such inspection methods were adopted, work to Lloyds Class I Standard or to the "Black" (or best) Standard in the reference book of radiographs of the I. I. W., were from 3.4 to 4.7 cubic inches per hour per welder.

In 1958 several other contracts have been carried out; though radiographic examination has not been required and allowing for the fact that supervision has been fairly meticulous, it is interesting to find that spot checks by radiographic methods of inspection have shown that only seldom has the standard of welding deteriorated at all from the highest standards. In these cases the deposition rate has varied from 4.3 to 4.7 cubic inches per hour per welder — the deterioration of the rate of welding has therefore only decreased from 12—15% of that achieved before radiographic methods of inspection were adopted.

Two major conclusions may be drawn from these facts, firstly that very high standards of welding do not cause exceptional extra costs due to lower deposition rates; secondly that the requirement of the very best standard of welding makes little difference in cost compared with the requirement of the nearly best standard.

There are other costs incurred when radiographic testing of welds is required.

Extra welding is required on coupon plates. On plate girder bridges as much as 25% extra welding is required over that normally laid in the butts on the flanges. The proportion of the total welding on a bridge that occurs in these butt joints varies largely, and each bridge must be considered individually to obtain a precise measure.

A greater cost however by far is caused by any delay which should be incurred. The delay due to the rather slower rate of deposition of welders is of small consequence, compared with the delay caused by faulty welds which must be cut out and re-laid. Compared with the cost due to this delay, the direct cost of labour and materials is small, since the remainder of operations on such a structure may have to await completion of the repair.

Experience at the Author's works shows that for all but jobs of exceptional difficulty no more than $2\,^1/_2\,\%$ of the radiographs taken should show any fault, and on these no more than a quarter of the weld shown has to be cut out. Re-welding should therefore average below 1%.

Automatic Welding

The major advantages of automatic welding compared with hand welding are:

1. Once the machine is set up, the rate of welding is far greater.
2. Provided the fit up is good and the cleanliness is adequate, great homogeneity of deposited weld metal can be achieved.

3. Distortion is minimised.
4. That with many steels the high rate of heat input will permit the amount of pre-heat required to be reduced or eliminated.

The major disadvantages are:

1. The time required to set up the machine for welding.
2. Its lesser tolerance to faults in fit up to dirt or wet etc.
3. That at present downhand and horizontal/vertical welds are the only positions in which reliable production welding can be achieved.

When the methods of overcoming these disadvantages are considered, it will be seen that they are just those methods which will assist the attainment of higher quality.

Thus any complicated weldment will, if the weldment is not rotated or moved by crane power, require the use of special jigs and manipulators. The use of these will permit a great proportion of any hand welding associated to be done in those positions which assist in permitting the best quality weld metal i.e., horizontal or vertical. The accuracy of fit up and the cleanliness of the prepared surfaces will encourage good and consistent weld profiles and weld metal reasonably free from impurity. The lesser distortion will lessen the amount of residual stress included.

There is therefore a strong case that with efficiently operated and controlled automatic welding, economy and quality go hand in hand.

Relative costs are difficult to estimate since they depend so very largely on factors other than the welding process itself such as the efficiency of organization within the factory and the size of the initial capital outlay on machines, jigs and manipulators. Each case must be tried on its own merit.

In the Author's works it has been found possible in several cases to maintain, over comparatively long periods, an arcing time factor for submerged arc welding machines of over 60%. The use of automatic welding equipment is considered on runs of weld down to below 9 feet in length.

Other Processes

Preparation

Between 65% and 80% of the man hours on directly productive trades in the fabrication of a welded steel bridge, are expended on trades other than welding. As will be shown, welding costs are to a considerable extent determined by the accuracy of fit up, and therefore the importance of the standard of workmanship in considering the economics of quality in fabrication is emphasised.

The key to quality in these other trades is dimensional accuracy, and this in the first instance is controlled by the accuracy of preparation. The labour

cost of this preparation is less than 20% of the total, and hence the economic justification of rigid control of this section of the fabrication process can be clearly seen.

If we consider a 60° Vee butt weld with a standard gap of $^1/_{16}$", then, if the gap due to poor fitting increases to $^1/_8$", in $^1/_4$" plate an extra 51% of weld metal must be laid; in $^1/_2$" plate an extra 24%. Similarly, great increases in the volume of weld metal laid occur with inaccuracies due to poor fit up for other types of welding. Further than this, the author would go so far as to say that in general, automatic welding is not practicable without accurate preparation and fit up.

As greater accuracy in fit up is achieved, so costs in preparation increase, but there is a saving in the time of welders and also platers. There is a point at which economy is achieved, and this should be established for each works.

For most operations in preparation, the accuracy achieved is dependent on the operator rather than the machine employed. An edge planing machine for example, should cut well within $^1/_{32}$" of straight over the full length of travel; similarly a good burning machine within $^1/_{16}$". A saw will cut stiffeners well within $^1/_{32}$" of length. The operator, unless well trained and constantly supervised, will seldom work within these limits. The importance of achieving such standards has been demonstrated, and it is considered the laborious work of training operatives to these standards is well justified. It is not considered however, that the rate of output will seriously be diminished once the standard is set and operatives are accustomed to it.

Those ancillary to assembly and welding

Different firms have very different opinions of the extent of responsibility and skills to be expected of a welder. In the Author's works a manual welder is expected to be able to lay sound welds in any position, and to be sufficiently responsible to adhere strictly to any procedures or instructions given by the technical and planning staff.

This staff must therefore plan in very great detail. Their instructions must not only cover such routine matters as electrode type and size, current to be used etc. but also a large number of other matters if weldments of first class quality are to be produced. It is worth while to consider some of these in more detail.

Production Planning

Frequently it can be shown that the most efficient method of fabricating a structure lies in the employment of special jigs or manipulators. The one structure under consideration may not justify the financial outlay necessary to purchase or make such tools. The planning department must therefore not only estimate what tools can be justified, but also whether future contracts

are likely to be undertaken which might again utilise the special tools referred to above.

The studies made in planning should also indicate the problems, both in obtaining quality and in achieving savings in efficient production, which would best justify the expense and effort incurred in research into their solution.

Technical Planning

The process of welding introduces high local temperatures in the parts being joined, and high local stresses are set up with their associated strains. Hence each weldment will require individual study to determine the best procedures to minimise the result of such effects. Questions to be considered will include:

The sequence of assembly and welding.
The pre-set to be employed on flanges to avoid distortion.
The control of camber both in the longitudinal and lateral planes.
The control of shrinkage.
Any corrective treatment.
Any pre-heating required.

The detail work to prepare these instructions cannot reasonably be done on the shop floor, and hence must be the work of the technical and planning staff. Men working on technical planning often have other functions such as progressing and hence it is difficult to establish the actual size of such staffs. Such figures as the author has been able to collect indicate that this staff varies from one to every forty, to one to every eighty men directly employed on fabrication.

Taking the greater staff and assuming that the average salaries of these staff are double those of men directly employed on fabrication, it will be seen this staff has a maximum cost of 5% of the total directly employed labour cost, or 0.93% of the total cost per ton of bridgework requiring 70 man-hours per ton directly employed labour.

Hence it can be clearly seen that the technical and planning staff must be as good as can be obtained, and economies in their employment have no justification.

Shop erection

Shop erection is costly, both in labour and in time, hence it is usually economic to minimise the volume of shop erection as far as possible, provided dimensional accuracy can be maintained.

The amount of shop erection carried out is largely determined firstly by the practice of the particular shop in which fabrication takes place, and secondly by the type of site connection employed.

Site welding has the advantage that its use permits a completely monolithic structure to be achieved. It has the disadvantage that in general the dimensional accuracy obtainable with bolted and rivetted connections cannot be achieved. Proving such structures by shop erection is not easy, since the absence of holes makes the location of individual members difficult. These many difficulties themselves make shop erection more necessary, and amongst other things it will probably reduce the volume of welds to be laid at site.

With turned bolts, all the work must be fully erected and site holes reamed in position.

In grip bolts with clearance holes, it is possible to avoid a proportion of shop erection, though in the Author's works it is considered desirable to shop erect a proportion even of such work. Recent research work into the use of grip bolts indicates it may be possible to achieve the monolithic properties obtained by site welding with the use of these bolts, and if this is so, then a saving in cost may be made without losing any quality.

Conclusions

The nature of bridges, in that the failure of even a part may cause a disaster, is such that a poor standard of workman-ship or materials is not acceptable. It is therefore the degree of excellence that must be established when the economics of quality of fabrication are considered.

There is a paucity of data on the extra costs incurred when rigid requirements are needed and achieved. This paucity is emphasised when it is recognised that so much of the data which is available refers to the costs incurred when such requirements are met for the first time. The whole evidence which has been brought together in this paper indicates that it is the attaining of quality that is costly rather than the maintenance of this quality.

Similarly, it is extremely difficult to make a quantitative estimate of the savings in material that may be achieved due to any particular requirement. This is in part due to the reluctance of so many designers to accept the reliability that can be achieved in the final structure, in that they will add extra reinforcements in stiffeners or weld metal to subdue their fears.

It is clear, nevertheless, that the least total cost of a welded steel bridge will be achieved by the employment of an advanced design which takes account of the highest standards of workmanship and materials which can be obtained at the present time.

Summary

Greater accuracy and the further avoidance of defects in the fabrication of welded steel bridges, enable Engineers to make more refined designs, and hence economies in the weight of steel employed. It is difficult to estimate either the extra cost per ton incurred by more stringent requirements, or the saving in weight and hence the saving in cost which these requirements will permit.

The nature of bridges, in that the failure of even a part may cause a disaster, is such that a poor standard of workmanship or materials is not acceptable. It is therefore the degree of excellence that must be established when the economics of quality of fabrication are considered. The paper indicates that the greatest economy is likely to be achieved where the standards of both materials and workmanship are the highest that can be achieved.

It is shown that to achieve higher standards in the first place is almost always difficult and expensive, but that once achieved, the maintenance of these standards is comparatively simple and cheap, hence the extra cost involved in doing a job for the first time to the higher standards, should not be taken as the criterion of whether a further economy can be made.

Résumé

Une plus grande précision et une plus large élimination des défauts de fabrication des ponts métalliques soudés permettent à l'ingénieur de projeter des ouvrages plus élégants et par cela même d'économiser le poids d'acier employé. Il est difficile d'estimer d'une part les frais supplémentaires provoqués par des exigences toujours croissantes et d'autre part les économies de poids et par conséquent de prix que ces exigences entraînent.

Il est dans la nature des ponts qu'un défaut d'une seule des parties puisse causer un désastre; par conséquent, une mauvaise qualité de la main-d'œuvre ou du matériau est inacceptable. C'est donc le degré de l'exellence qui doit être établi lorsqu'on considère l'influence de la qualité sur l'économie. Ce mémoire montre que la plus grande économie sera probablement atteinte là où tant la qualité du matériau que celle de la main-d'œuvre seront les meilleures que l'on puisse atteindre.

Il est prouvé que pour parvenir à une meilleure qualité, il faudra presque toujours compter en premier lieu avec des difficultés et des frais supplémentaires, mais une fois celle-ci atteinte, son maintien est relativement simple et bon marché; pour cette raison, les frais supplémentaires impliqués dans la première exécution d'un travail de qualité supérieure ne doivent pas être pris comme un critère pour les futures économies pouvant être réalisées.

Zusammenfassung

Die größere Genauigkeit und die weitgehende Ausschaltung von Fabrikationsfehlern bei geschweißten Brückenkonstruktionen ermöglichen dem Ingenieur elegantere Entwürfe und damit Einsparungen am Stahlgewicht. Die zusätzlichen Kosten, die durch die höher geschraubten Anforderungen bedingt sind, wie auch die Kostensenkungen infolge der Gewichtsersparnisse, sind schwierig abzuschätzen.

Es liegt in der Natur des Brückenbaues, daß eine schlechte Qualität der Ausführung sowie des Baustoffes unannehmbar ist, da selbst das Versagen eines einzelnen Teiles eine Katastrophe hervorrufen kann. Wenn man die Wirtschaftlichkeit einer bestimmten Ausführungsqualität untersuchen will, so ist vom Grad der Vollkommenheit der Ausführung auszugehen. Diese Abhandlung deutet nun an, daß die größte Wirtschaftlichkeit wahrscheinlich dann erreicht wird, wenn auch die Qualität von Baustoff und handwerklicher Ausführung ein Optimum darstellt.

Es wird ferner dargelegt, daß bei Einführung eines höheren Standards regelmäßig mit Schwierigkeiten und Mehrkosten zu rechnen ist, daß aber, wenn dieser einmal erreicht ist, dessen Aufrechterhaltung vergleichsweise einfach und billig wird. Deshalb sollten Mehrkosten, die bei der erstmaligen Anwendung neuer Arbeitsmethoden entstehen, nicht als ein Kriterium für die zukünftige Wirtschaftlichkeit betrachtet werden.

II a 5

Quelques aspects de l'influence exercée par la grosse chaudronnerie sur la charpente métallique soudée en Suisse

Über den Einfluß des Großkesselbaues auf die geschweißten, schweizerischen Stahlbauten

Some Aspects of the Influence of Boiler-making on Welded Structural Steelwork in Switzerland

CHARLES DUBAS
Ing. civil dipl. E.P.F., Dr sc. techn., Président de la Direction des Ateliers de Constructions Mécaniques de Vevey S.A., Bulle

Introduction

Dans ce court exposé, nous décrirons quelques aspects des techniques utilisées en grosse chaudronnerie et de l'influence qu'elles ont exercée sur la charpente métallique suisse, en matière de soudure électrique. Comme nous le montrerons rapidement, cette influence est d'ailleurs réciproque et s'exerce également à partir ou au profit d'autre secteurs industriels tels que les appareils pour l'industrie chimique ou alimentaire, les turbines hydrauliques, la grosse mécanique, le matériel de chemin de fer, fixe ou roulant, et même la fonderie.

Il est évident que l'interpénétration technique entre la charpente métallique, la grosse chaudronnerie et les branches apparentées se produit dans tous les pays. D'après nos observations, nous croyons cependant qu'elle est plus développée en Suisse et particulièrement dans certaines entreprises. En voici les raisons.

Bien que le marché suisse de la construction métallique soit assez restreint[1]), les entreprises suisses de la branche sont néanmoins nombreuses et réparties

---

[1]) Pour plus de renseignements, on se reportera à l'article «Quelques aspects de la construction métallique en Suisse», paru dans le «Bulletin technique de la Suisse romande» du 19 janvier 1957. Pour l'Europe, on lira avec intérêt les fascicules publiés en supplément aux «Annales de l'Institut technique du bâtiment et des travaux publics», en particulier les «Aspects de la construction métallique soudée en Allemagne, Suède et Autriche», Paris 1957.

dans tout le pays. Dès lors, ces entreprises sont de dimensions modestes, si on les compare aux entreprises similaires de l'étranger. C'est pourquoi la charpente, dont les besoins sont d'ailleurs soumis à des fluctuations particulièrement fortes, ne constitue, dans la plupart des cas, qu'une des branches de l'activité des entreprises suisses de construction métallique. Pour certaines d'entre elles, issues d'ateliers de serrurerie agrandis peu à peu, cette dernière activité n'a pas été abandonnée, mais au contraire développée sur un plan industriel; pour d'autres, essentiellement fabriques de machines, l'atelier de charpente métallique est souvent appelé à construire des bâtis, châssis, supports et carters de tout genre, sans compter des structures spéciales telles que les charpentes de ponts roulants, véritables châssis de véhicules lourds de chemin de fer. Dans un grand nombre de cas, enfin, les entreprises suisses de charpente métallique ont développé les secteurs grosse chaudronnerie et appareillage pour l'industrie chimique ou alimentaire, dont l'importance est parfois plus grande que celle de la charpente proprement dite. Ainsi l'interpénétration technique s'imposait fatalement à la plupart des constructeurs suisses. Comme les plus importants, les mieux équipés, étaient obligés de lutter non seulement contre d'autres matériaux, plus prisés, mais encore contre une foule de concurrents plus petits, équipés plus sommairement, il n'est pas étonnant que les maisons pourvues des meilleurs bureaux techniques se soient orientées vers une production très évoluée, en se tenant tout à l'avant du progrès technique.

Dans l'exposé qui va suivre, nous allons tout d'abord dire quelques mots de l'évolution et de l'importance de la soudure en matière de récipients et de réservoirs, sans oublier le domaine un peu spécial des appareils pour l'industrie chimique ou alimentaire. Nous passerons ensuite aux conduites forcées, dont l'influence sur la charpente métallique est prépondérante, particulièrement en ce qui concerne la qualité des aciers et l'exécution des soudures, en plus de la conception générale de l'ouvrage soudé et des détails constructifs. Nous montrerons en outre un exemple de l'influence inverse, celle de la charpente sur la grosse chaudronnerie, en matière de conception et de calcul des conduites forcées. Nous parlerons enfin des autres secteurs industriels et tirerons quelques conclusions en ce qui concerne l'interpénétration technique et son importance.

Récipients et réservoirs

Rappelons tout d'abord ce que disaient, en mars 1935, M. le prof. M. Roš, alors Directeur du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux, et son collaborateur, M. A. Eichinger. Ils remarquaient [2]) que la construction des récipients

[2]) «Festigkeit geschweißter Verbindungen», EMPA-Bericht Nr. 86 (Separatabdruck aus «Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik», Nr. 3 und 5, Jahrgang 1935).

et réservoirs possédait les expériences les plus anciennes en matière de soudure et que l'on avait toujours obtenu satisfaction tant que l'exécution était appropriée et que l'on avait apporté tout le soin nécessaire aux détails constructifs. Ils ajoutaient qu'en matière de conduites forcées, on manquait encore d'expériences suffisantes. En charpente métallique, on était en train de s'adapter. Quant à la construction des ponts, on en était encore aux débuts de l'emploi de la soudure. Pour les rails, les cordons bout à bout promettaient de bons résultats. Enfin, dans la construction des machines, on avait enregistré des succès et malheureusement aussi des échecs, en particulier lorsque l'on soudait des aciers à haute teneur en carbone ou des aciers spéciaux.

Constatons maintenant qu'en matière de chaudières, de cuves et de réservoirs, la rivure était non seulement gênante pour plus d'une raison et particulièrement à cause des recouvrements qu'elle impose, mais qu'elle était encore beaucoup plus difficile à réaliser qu'en charpente métallique. En effet, il ne suffisait pas d'obtenir une bonne résistance mécanique de la couture, mais il fallait encore une étanchéité parfaite, souvent même en surpression, à l'essai, d'où la nécessité impérieuse d'une rivure serrée, avec matage des lèvres des tôles. C'est la raison pour laquelle la soudure autogène, au chalumeau, la soudure au gaz à l'eau et la soudure électrique furent utilisées très tôt [3]) dans certains ateliers de chaudronnerie [4]) des pays industriels les plus avancés.

Il n'y a pas besoin d'insister sur l'importance actuelle de la soudure à l'arc électrique en matière de récipients et de réservoirs, de même que pour les appareils nécessaires à l'industrie chimique ou alimentaire. Disons simplement

---

[3]) La soudure à l'arc électrique a été utilisée industriellement bien avant le début du siècle. Une gravure provenant d'une publication de 1895 montre en effet un atelier de soudure en 1894; la source du courant était une batterie d'accumulateurs et l'on soudait au moyen d'électrodes de charbon des tôles à bord recourbés, en utilisant des fondants. La gravure en question a été reproduite dans la «Revue de Soudure Sécheron», n° 30, novembre 1958, à la figure 1 d'un article de M. F. WÖRTMANN, Dr sc. techn., ingénieur-conseil. Cet article est intitulé «Historique du début des électrodes de soudure à l'arc».

[4]) De l'exposé très intéressant de M. F. WÖRTMANN, cité à la note précédente, nous extrayons le passage suivant: «Comme l'électricité était encore peu répandue à cette époque, la soudure électrique à l'arc n'était employée que par quelques rares entreprises. Avec l'avènement de la soudure autogène au chalumeau, vers 1904, la soudure à l'arc fut reléguée au second plan. Elle pénétra cependant lentement dans les fonderies où elle permit de combler les pores et les retassures sans avoir besoin de réchauffer toute la pièce, comme il fallait le faire pour la soudure à l'acétylène. On se résigna à la qualité inférieure du métal déposé.»

M. F. WÖRTMANN ajoute: «Il est probable que les soudeurs avaient observé que les fils auxquels adhérait encore un peu de chaux, provenant de leur tréfilage, fondaient mieux que les fils propres. Or, dans toutes les entreprises en question, l'on disposait déjà de générateurs d'acétylène et le résidu du carbure, la chaux éteinte, était toujours disponible. Des soudeurs curieux trempèrent leurs fils dans cette chaux pour voir l'effet. Ils virent que cela allait mieux. Ce fut le début des électrodes enrobées.»

que des pièces souvent fort difficiles par leur forme, leur sollicitation, les contraintes internes dues à la multiplicité des cordons, le contrôle serré auquel elles sont soumises et allant parfois jusqu'à l'essai d'étanchéité à l'hélium, ont obligé les fabricants et leur personnel à une technique de plus en plus poussée [5]). Pensons également aux questions métallurgiques qui se posent journellement, notamment pour le soudage d'aciers inoxydables ou plaqués (bimétal). L'âge atomique qui vient de commencer, on peut l'affirmer dès maintenant, accentuera encore la nécessité d'une haute qualification des fabricants de ce matériel nouveau, soumis à des règles très strictes.

Ainsi, les fabricants suisses de chaudières, récipients, réservoirs sous pression et appareils pour l'industrie chimique ou alimentaire, disposant d'un personnel particulièrement qualifié en matière de soudure, tant au bureau d'études qu'à l'atelier, n'ont pas eu de difficultés techniques importantes, quand ils ont voulu passer à la construction de conduites forcées. Aux fabricants qui étaient en même temps des constructeurs de ponts et de charpentes, il était facile de prélever une partie de ce personnel, lorsque la chose s'avérait nécessaire en construction métallique [6]).

Conduites forcées

Au cours des trente dernières années, la nécessité d'utiliser à un rythme accéléré l'énergie hydroélectrique des régions montagneuses a conduit à la construction de conduites forcées pour des chutes de plus en plus élevées et des diamètres de plus en plus grands. Or l'énergie accumulée dans de telles conduites est considérable, surtout lorsqu'elles sont alimentées par un lac. En cas de rupture d'un tuyau, les destructions matérielles [7]) peuvent être très grandes, sans parler des morts d'hommes et du manque à gagner d'une importante centrale hors service. Il était donc indispensable de construire ces conduites, pour lesquelles la soudure présentait les mêmes avantages qu'en chaudronnerie générale, avec une sécurité aussi absolue que possible [8]). C'est pourquoi,

---

[5]) Le phénomène est ancien. Voir par exemple les rapports n° 11 (mai 1926) et 12 (juin 1926) du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux, intitulés «Theorie und Praxis der autogenen Schweißung» et «Über elektrisch und autogen geschweißte Konstruktionen».

[6]) Signalons ici que le soudage à l'arc en atmosphère gazeuse, utilisé aujourd'hui en charpente métallique dans certains cas bien déterminés, où il présente des avantages, est employé depuis des années pour la soudure des réservoirs en aluminium.

[7]) Voir par exemple la figure 57 du rapport n° 132 du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux, Zurich, février 1941. Ce rapport du prof. M. Roš est intitulé: «Problèmes actuels de la soudure des aciers de construction.»

[8]) D'après les théories probabilistes de la sécurité, cette dernière n'est jamais absolue. Pour plus de détails, on se reportera aux «Publications préliminaires» et «Rapports finals» des congrès de Liège et de Cambridge de notre Association Internationale des Ponts et Charpentes.

dans la règle et depuis fort longtemps, les maîtres de l'œuvre ont imposé et les constructeurs ont pris les plus grandes précautions, soit en ce qui concerne le choix de l'acier et des électrodes, soit en ce qui concerne la qualité du travail et son contrôle.

En Suisse, on donna jusque tout récemment une importance capitale aux essais d'endurance[9]), et ceci aussi bien sur éprouvettes de fatigue que sur des éléments ou des modèles d'ouvrages[10]). Actuellement, on n'attache plus la même importance à l'endurance, au moins en matière de conduites forcées, puisque ces dernières ne sont pas effectivement soumises à un effort de fatigue[11]). Par contre, l'accent est mis aujourd'hui sur la résistance à la fragilité[12]) des tôles et des soudures dans les conditions de service. Nous ne pouvons malheureusement nous étendre sur cette *question pourtant capitale de la fragilité des aciers et des soudures;* elle est en effet beaucoup trop vaste et les publi-

---

[9]) Le prof. M. Roš s'était fait le champion des essais à l'endurance, avec application de la théorie généralisée de la rupture selon Huber-v. Mises-Hencky et introduction de la contrainte dite de comparaison. Dans sa conférence faite le 10 octobre 1947 à la réunion d'automne de la Société de Métallurgie et publiée sous le titre «La fatigue des métaux», le prof. M. Roš déclarait: «Le jugement de la soudure bout à bout d'après la limite de fatigue est certainement correct, car, dans le cas de la sollicitation par fatigue, les défauts mécaniques inhérents à la matière, en elle-même et à l'exécution, ainsi que les erreurs ou avantages constructifs ressortent beaucoup plus nettement que dans le cas de la sollicitation statique.»

En Belgique, les idées du prof. Roš ont été reprises pour l'«Auscultation des réservoirs sous pression». Voir à ce propos l'article de MM. W. Soete et R. Dechaene paru dans la «Revue de Soudure», n° 3, 1958.

[10]) Voir à ce sujet les divers rapports du Laboratoire fédéral d'essai des matériaux publiés par M. le prof. Roš et ses collaborateurs. En plus des titres déjà donnés aux remarques 7 et 9, citons encore: «Festigkeit und Berechnung geschweißter Verbindungen im Kessel- und Rohrbau; Schweißverbindungen im Kessel- und Behälterbau» (Mai 1936), «Erfahrungen mit röntgen-durchstrahlten, geschweißten Druckleitungen und deren festigkeitstechnische Sicherheit» (1939), «Festigkeit und Berechnung von Schweißverbindungen» (Mai 1943), «Die Festigkeit und Sicherheit der Schweißverbindungen» (Januar 1946).

[11]) En effet, les sollicitations dynamiques qu'elles subissent sont rares et ne forment qu'un certain pourcentage de leur sollicitation statique, permanente lorsque la conduite est en service. Même en cas de manœuvre tout à fait exceptionnelle, on ne dépasse guère 10 % pour les hautes chutes équipées de turbines Pelton et 30 % pour les chutes moyennes équipées de turbines Francis sans orifice compensateur.

[12]) L'essai de résilience à l'état naturel et après vieillissement artificiel n'a jamais été négligé en Suisse; il était presque toujours utilisé conjointement avec l'essai d'endurance. L'examen microscopique et l'essai de dureté permettaient en outre de déceler une formation éventuelle de martensite, dure et cassante, souvent responsable des ruptures fragiles. Ceci était d'autant plus nécessaire qu'à part la nuance douce (résistance 35 à 44 kg/mm^2 sur éprouvette de traction statique), on utilisait pour les conduites forcées une nuance plus dure (41 à 50 kg/mm^2), prévue par les prescriptions du 1er janvier 1932 de l'Association suisse des propriétaires d'appareils à vapeur. Cet acier avait une teneur en carbone élevée, sans éléments d'alliage. Cf. les rapports de la note 10.

cations paraissant chaque année à ce sujet, beaucoup trop nombreuses. Disons simplement que l'on trouve sur le marché, à l'heure actuelle, plus d'une dizaine de marques de tôles de qualité spéciale, en provenance des divers pays producteurs. Il s'agit d'aciers faiblement alliés, à grain fin, calmés et présentant du point de vue résilience[13]) en long et en travers, à l'état naturel et après vieillissement artificiel, à la température ambiante et à basse température, avec entaille aiguë et ordinaire, des garanties très sérieuses[14]). Ces aciers, primitivement à haute résistance[15]), sont à l'heure actuelle élaborés également en nuances plus douces. Tous conviennent parfaitement pour des constructions soudées, délicates et difficiles, qu'il s'agisse de matériel chaudronné ou de charpente métallique[16]); ils supportent sans difficulté la déformation à froid lors du pliage et du roulage, opérations capitales en chaudronnerie; ils supportent également sans dommage d'importantes contraintes polyaxées dues à la soudure,

---

[13]) L'essai de résilience, c'est-à-dire la chute d'un poids (mouton) sur un barreau entaillé de faible section, n'est pas le seul à rendre compte de la résistance à la fragilité des métaux. Malgré diverses tentatives, en particulier de M. HENRI-M. SCHNADT, cet essai est d'ailleurs difficile à interpréter pour les conditions données d'un ouvrage déterminé. Pour les tôles épaisses, l'essai global de pliage Kommerell est indispensable. L'essai de rupture statique sur éprouvette de traction entaillée est en outre particulièrement suggestif.

[14]) En chaudronnerie sous pression, on procède depuis longtemps aux essais mécaniques sur chaque tôle-mère, à la réception. Notons à ce sujet que les prescriptions actuelles en matière d'aciers (et les usages en matière de réception) sont un mélange assez incohérent de propriétés mécaniques, qui intéressent en premier lieu les utilisateurs (maîtres de l'œuvre et constructeurs) et de procédés d'élaboration, qui préoccupent avant tout les sidérurgistes (et les chercheurs). On se reportera à ce propos aux critiques très violentes de M. HENRI-M. SCHNADT dans les «Oerlikon-Schweißmitteilungen» n° 26 (1957). Ces critiques font l'objet du chapitre «Unzulänglichkeit der üblichen Denk- und Prüfmethoden» de son article «Prüfmethoden von Stählen und Schweißwerkstoffen für große Schweißkonstruktionen».

[15]) On peut se demander à ce sujet s'il faut véritablement fixer les contraintes admissibles, c'est-à-dire la sécurité calculée d'un ouvrage, à partir du seul essai à la rupture sur éprouvette de traction, qu'il s'agisse de la résistance statique, de la limite élastique ou même de l'endurance. D'ailleurs, si l'on fixe de bons critères de fragilité et de soudabilité, on oblige les laminoirs à une élaboration et à une composition chimique telles que la résistance à la rupture sur éprouvette de traction se trouve fixée dans des limites assez restreintes, au moins pour les aciers normaux avec surprix abordables pour des constructions courantes.

Signalons encore qu'en Suisse la différence de prix entre deux aciers de marque, nuance 37 kg/mm² et nuance 52 kg/mm², était très faible jusque tout récemment. Malgré cela, l'acier nuance 52 kg/mm², presque exclusivement employé pour les conduites forcées, était peu utilisé en charpente métallique, où l'on compare en général un acier nuance 37 kg/mm² de qualité courante, c'est-à-dire sans garantie de fragilité, à un acier nuance 52 kg/mm² résistant à la décohésion.

[16]) Cf. E. FOLKHARD: «Die Entwicklung und der heutige Stand des schweißbaren St 52», paru dans le «Schweizer Archiv für angewandte Wissenschaft und Technik», 1955, Heft 6.

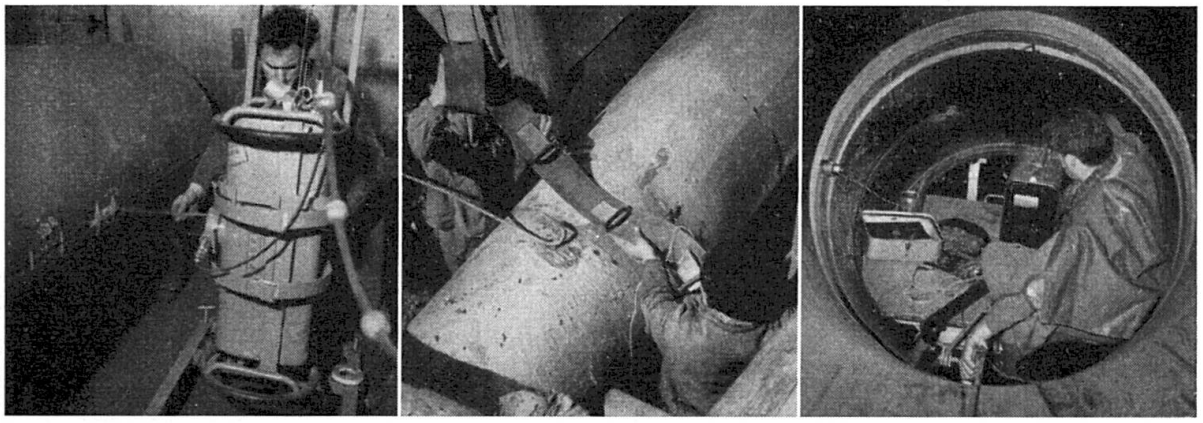


Fig. 1. Contrôles radiographique, gammagraphique et ultrasonique de conduites forcées.

très dangereuses si l'acier est fragile [17]). On peut dès lors se passer, en règle générale, du recuit [18]) à 620—650°, destiné d'une part à annuler l'effet de vieillissement et d'autre part à faire disparaître les contraintes internes.

Il faut en outre remarquer que l'emploi généralisé des électrodes basiques [19]), peu sensibles aux impuretés du métal de base et très tenaces, a augmenté la sécurité effective des conduites forcées dans une proportion considérable.

L'importance accordée depuis toujours à la question de la qualité des aciers et des électrodes en matière de conduites forcées, comme d'ailleurs pour les chaudières, récipients et réservoirs sous pression, ressort clairement de ce que nous venons de dire. En ce qui concerne la question capitale du contrôle des soudures, elle nous entraînerait beaucoup trop loin si nous voulions la traiter. Dès lors, nous montrerons simplement à la fig. 1, comment s'opère, en atelier

---

[17]) Il ne suffit pas d'utiliser en l'occurence un acier à grand allongement mesuré sur éprouvette de traction, où la striction peut se produire librement, contrairement à la tôle large. Rappelons à ce propos que la limite élastique de l'essai de traction augmente en sollicitation bidimensionnelle et que, sans tenir compte des contraintes internes, cette limite est dépassée localement sur bien des éléments d'ouvrages en service. L'auscultation tensométrique de pièces chaudronnées compliquées montre assez souvent un tel dépassement.

Rappelons en outre que la fragilité des tôles se manifeste également en construction rivée. On consultera à ce sujet l'article de M. G. Ferrand, intitulé: «A propos du cinquantenaire d'une conduite forcée» et paru dans le numéro de mars-avril 1958 de «La Houille Blanche».

[18]) Le recuit ne peut évidemment pas faire disparaître les fissures; l'exécution doit donc être effectuée de manière à les éviter. Le plan de soudage de pièces compliquées doit être prévu dès lors de manière à permettre une dilatation aussi libre que possible. Ce problème du recuit, ainsi que beaucoup d'autres, a été abordé dans le «Bulletin technique Vevey», années 1954 et 1958, n° 1, aux articles intitulés «Solutions à quelques problèmes de charpente métallique et de grosse chaudronnerie» et «Récentes réalisations Vevey en matière de conduites forcées».

[19]) En allemand «kalkbasisch», en anglais «low-hydrogen». Pour l'historique, voir l'article cité à la note 3.

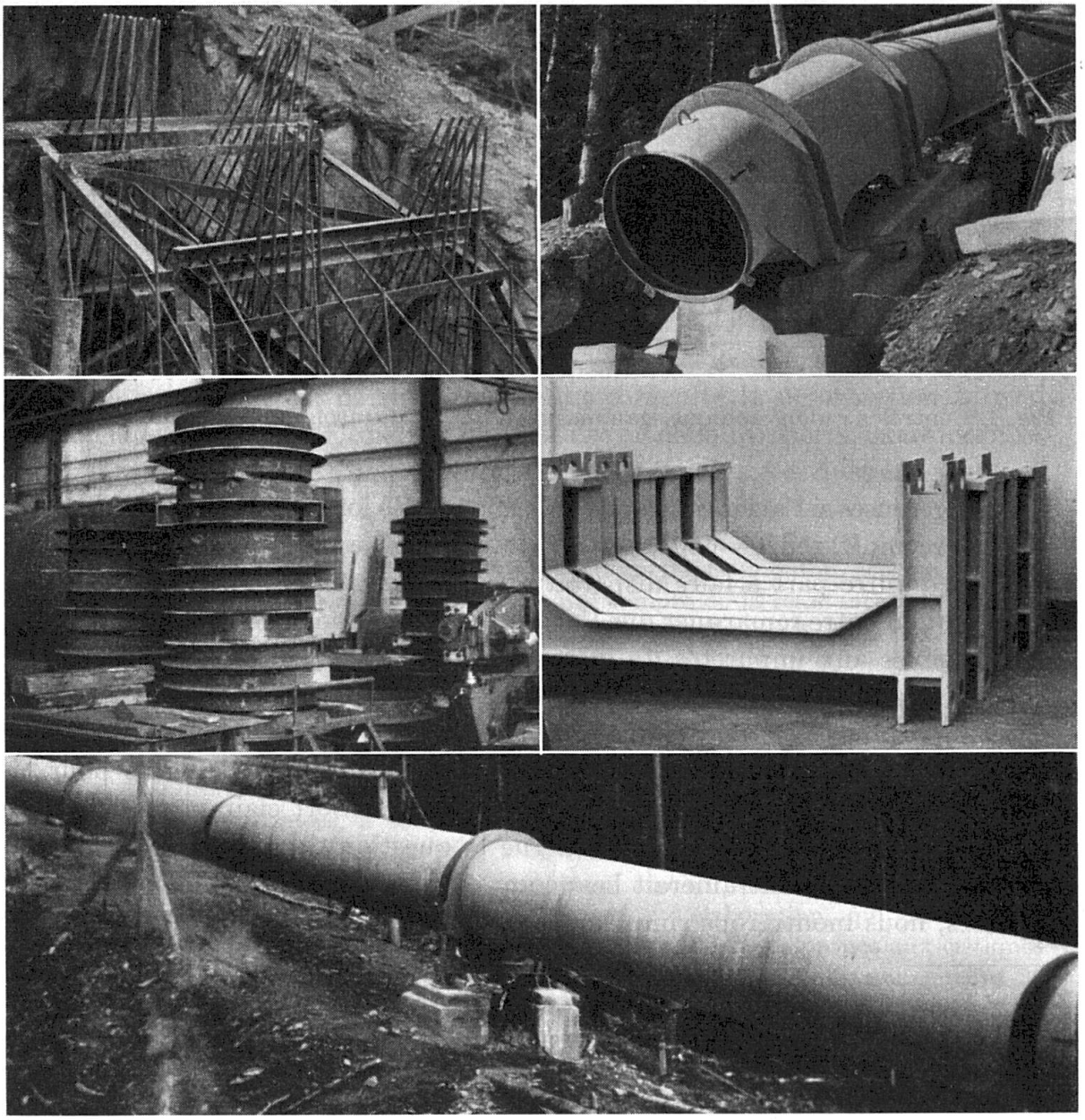


Fig. 2. Ancrage des coudes dans les massifs, coude et détails des appuis d'une conduite forcée récente.

et sur place, dans des conditions souvent très difficiles, les contrôles radiographique, gammagraphique et ultrasonique.

En contrepartie, il faut bien avouer que le calcul des chaudronniers s'est trop souvent borné à quelques formules élémentaires, dont celle du tube sous pression. La manière de faire est donc l'inverse de celle de la charpente métallique, où le calcul et les études théoriques sont en général très poussés, *tandis que l'on s'occupe encore beaucoup trop peu de la conception générale de l'ouvrage en vue de la soudure, des détails constructifs, du choix de l'acier et des électrodes, de l'exécution correcte en atelier et au montage, ainsi que du contrôle approfondi depuis l'aciérie jusqu'à la mise en service.* La logique oblige évidemment à

rapprocher des manières de faire aussi divergentes, soit en matière de grosse chaudronnerie, soit en matière de charpente métallique. Quant aux ponts, on se trouve en général dans une situation plus satisfaisante, les soins apportés aux ponts-rails soudés étant très souvent aussi poussés que pour une conduite forcée.

Il ne nous paraît pas inutile, en complément à ce que nous venons de dire, de montrer à la fig. 2 quelques vues d'une conduite forcée toute récente, où les coudes et les appuis ont été réalisés d'après les principes et la manière de calculer de la charpente métallique. Les efforts de déviation des coudes ont été en effet repris où ils se produisent et conduits le plus directement possible au sol de fondation par l'intermédiaire des massifs d'ancrage. La répartition de ces efforts dans le béton a été effectuée, conformément à la technique de ce matériau, en utilisant des fers ronds, soudés, comme nous l'avions fait à plusieurs reprises pour transmettre la poussée horizontale d'un cadre à double rotule dans un plancher. Pour les appuis, nous avons recherché, par une étude théorique, la forme et les dimensions à donner pour obtenir une sécurité aussi uniforme que possible, malgré les grandes portées. Des colliers indépendants, épais et robustes, formant de véritables tuyaux très courts, ont fourni une solution rationnelle, tant du point de vue technique que du point de vue économique (fig. 2).

Pour clore ce chapitre relatif aux conduites forcées, rappelons que, du fait des essais en surpression usuels en grosse chaudronnerie, l'auscultation tensométrique est beaucoup plus courante qu'en charpente métallique; on l'exécute volontiers sur les pièces spéciales telles que culottes, piquages et trous d'homme.

Autres domaines de la technique

Nous ne voulons pas parler longuement des réservoirs à hydrocarbures de grandes dimensions, pour lesquels, très souvent, on néglige presque complètement la question capitale de la qualité des aciers, en particulier celle de leur soudabilité et de leur fragilité. Il en est presque toujours de même de la qualité des soudures[20]). Quant aux questions de calcul, il est très rare que l'on se penche sérieusement sur le problème du renforcement du manteau à son encastrement dans le toit et dans le fond, eux-mêmes à renforcer localement. Les choses ne sont guère plus satisfaisantes en ce qui concerne la transmission correcte des efforts autour des trous d'homme et, pour les réservoirs à pression, du manteau dans le sol. Montrons cependant à nos lecteurs, à la fig. 3, quelques

[20]) Dans plusieurs pays, il semble usuel de ne pas souder à cœur les tôles du manteau et de diminuer simplement les contraintes admissibles par un facteur dit «de soudure». Du point de vue économique et technique (sécurité), il est certainement plus juste d'exécuter une soudure bien pénétrée, reprise à l'envers et contrôlée par sondage radiographique, avec des tôles plus minces.

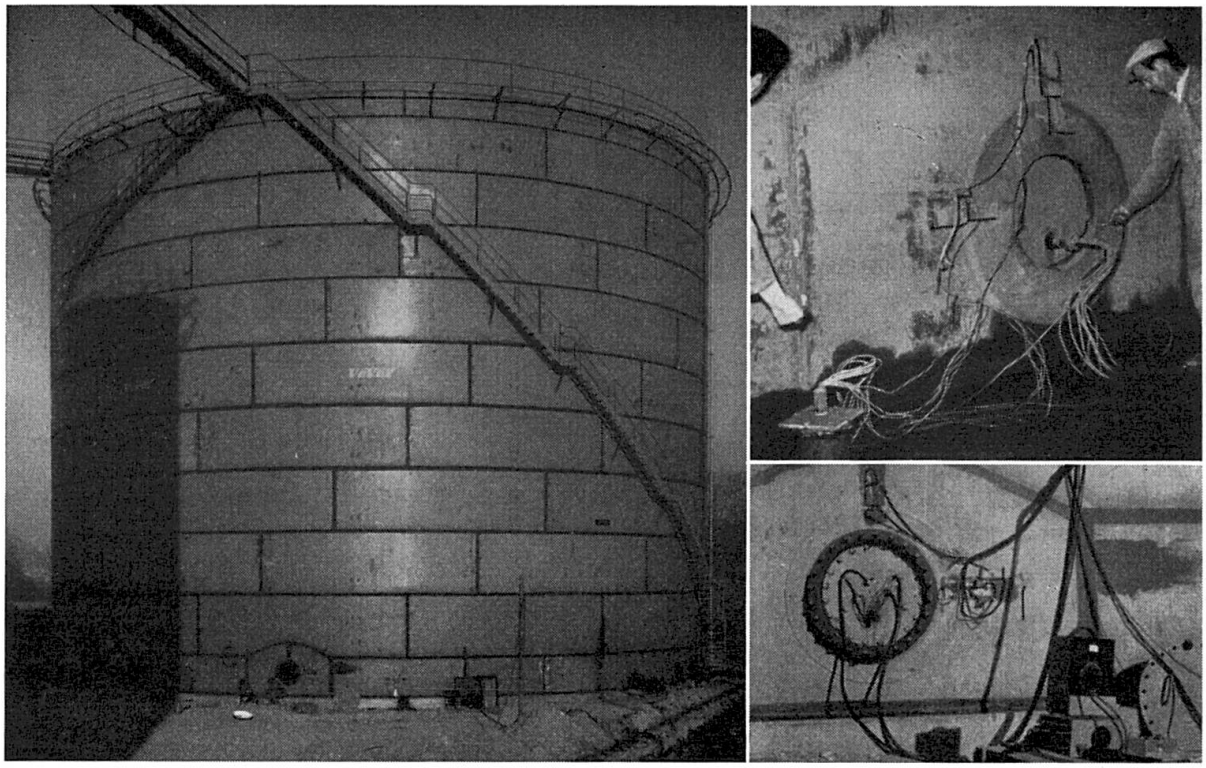


Fig. 3. Réservoir à hydrocarbures de 12 000 m³ avec auscultation tensométrique intérieure et extérieure.

vues d'un réservoir de 12 000 m³ réalisé dernièrement selon ce qui devrait être considéré comme les règles de l'art, et avec une auscultation tensométrique des points jugés névralgiques.

En matière de turbines hydrauliques, disons seulement que l'accroissement constant des unités oblige les fabricants à abandonner de plus en plus les grandes pièces en fonte pour passer à une construction presque entièrement soudée. A titre d'exemple, montrons à la fig. 4 les bâches d'une turbine Pelton et d'une turbine Francis, toutes deux de forte puissance. Ajoutons que, pour certaines grosses unités Kaplan ou Francis, le cercle d'entretoise, les différents supports et couvercles à réaliser en tôles très épaisses, avec ou sans utilisation de pièces de raccordement en acier moulé, posent des problèmes très ardus de qualité des aciers, de soudage et de traitement thermique.

En grosse mécanique, l'évolution est identique à celle des turbines hydrauliques. Là encore, les constructeurs, pour des raisons économiques et de sécurité, ont dû passer à une construction allégée, complètement soudée, comme le châssis des wagons-grues représentés[21]) à la fig. 5. En ce qui concerne les charpentes d'engins de levage, leur conception et leur exécution, du point de vue esthétique, technique et économique, donnent le ton en matière de construction moderne (fig. 5).

Pour les véhicules de chemin de fer, l'emploi de tôles minces pliées et

[21]) Cf. «Bulletin technique Vevey» 1954: «Wagons-grues CFF 25 tonnes.»

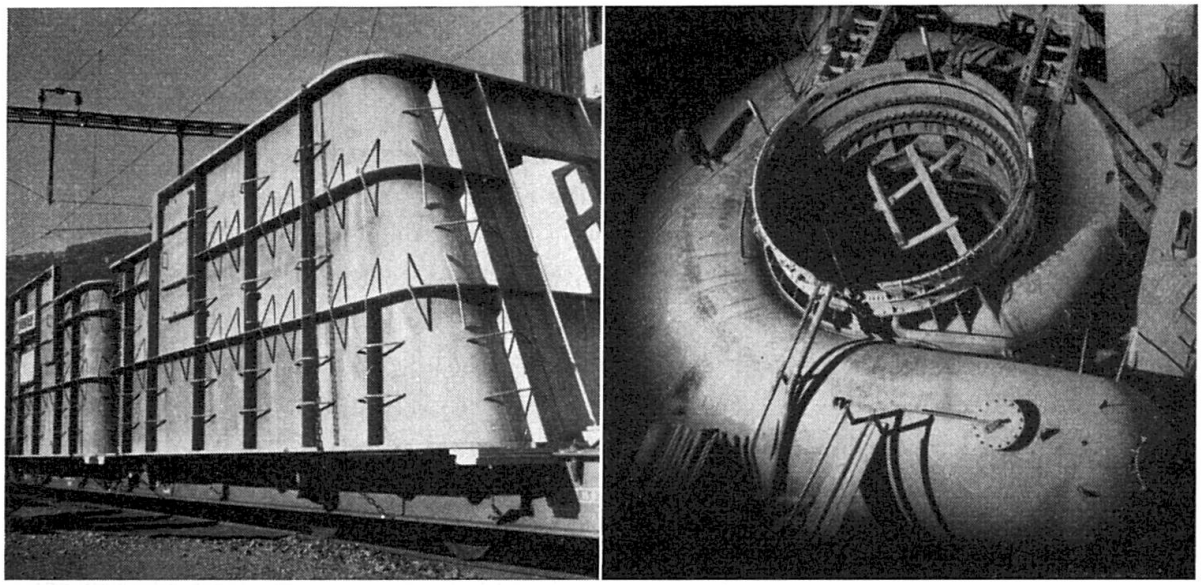


Fig. 4. Bâche de turbine Pelton de grande puissance pendant son transport et bâche de turbine Francis de très grande puissance lors de l'essai en surpression sur place.



Fig. 5. De gauche à droite et de haut en bas: châssis d'un wagon-grue de 25 t, wagons-grues de 25 t au travail, wagon-grue de 4 t, grues-consoles et pont roulant d'atelier.

l'utilisation de machines à souder par points pourraient être appliqués avec intérêt à la fabrication d'éléments en série de charpente métallique, comme les poutrelles et les planchers.

Quant au soudage des rails de chemin de fer ou de ponts roulants, la technique actuelle permet de procéder en toute sécurité, malgré les teneurs élevées en carbone et les fortes sections. On recourt pour cela au préchauffage, avec emploi d'électrodes de gros diamètres, en passes de forte épaisseur, sans interruption du travail et sans enlèvement du laitier [22]). On sait en effet aujourd'hui qu'il faut accumuler une grande quantité de chaleur dans les pièces en acier dur, pour empêcher un refroidissement trop rapide, c'est-à-dire la trempe. Cette technique vaut également pour l'acier moulé, dont la teneur en carbone est en général assez forte.

Considérations finales

Nous avons parlé jusqu'ici des principaux problèmes que posent actuellement en Suisse la grosse chaudronnerie et d'autres secteurs voisins de la technique, en fait de constructions soudées. Bien entendu, les solutions trouvées ont été appliquées en charpente métallique, suivant les possibilités et les nécessités, mais il y a lieu de faire encore bien davantage à l'avenir.

En matière de qualité des aciers, d'exécution correcte des soudures et de contrôle, il faut agir tout d'abord sur le plan des prescriptions, étant entendu que ces prescriptions devraient peu à peu déborder le cadre des divers pays pour devenir européennes et que l'on doit tenir compte dans une juste mesure des deux facteurs sécurité et économie. C'est pourquoi les normes de la Société suisse des ingénieurs et des architectes concernant le calcul, l'exécution et l'entretien des constructions métalliques sont à l'heure actuelle revues entièrement par une commission de revision permanente. Tout en tenant compte des besoins et des particularités suisses [23]), la commission s'efforcera de s'en

---

[22]) On recommandait autrefois le contraire, soit la soudure par passes minces et avec électrodes de faible diamètre. Cf. les publications citées aux notes 7, 9 et 10. Dans certains cas, le préchauffage peut être remplacé par un «beurrage» au moyen d'électrodes ultra-douces.

[23]) Quand elles existent, les prescriptions suisses, qui possèdent rarement un caractère vraiment officiel, sont plus générales que celles d'autres pays. En effet, leurs auteurs ont toujours eu le souci constant de ne pas freiner le progrès technique et de laisser le plus possible de liberté et d'initiative aux constructeurs conscients de leurs responsabilités, ainsi qu'aux autorités ou organismes éventuels de contrôle. Cette attitude est une nécessité pour la Suisse, pays pauvre en soi et sans grandes ressources naturelles, qui doit importer la plus grande partie des matières premières nécessaires à son industrie et ne peut vivre que par le travail acharné de ses habitants. L'industrie suisse doit donc s'efforcer d'être partout à l'avant du progrès technique pour livrer des produits de qualité, très appréciés par un monde pour qui seule la productivité, rarement synonyme de qualité, compte actuellement. Voir à ce propos la page 25 du rapport n° 100 du Labora-

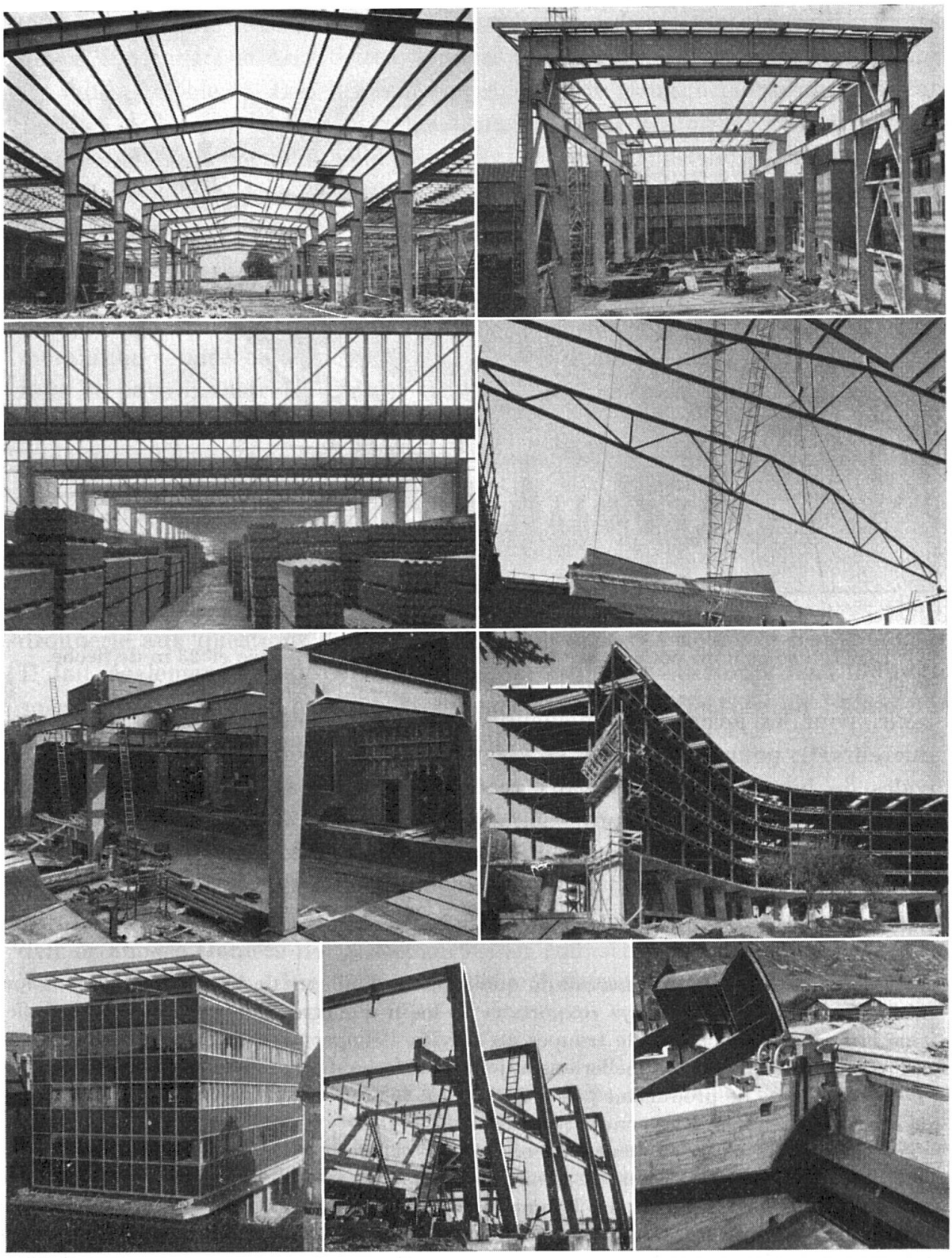


Fig. 6. Quelques exemples de charpentes métalliques modernes pour des bâtiments industriels (ateliers ou halles de fabrication), des bâtiments administratifs et des magasins. A droite en bas, barrage en rivière avec vannes-secteurs, dont l'une à clapet.

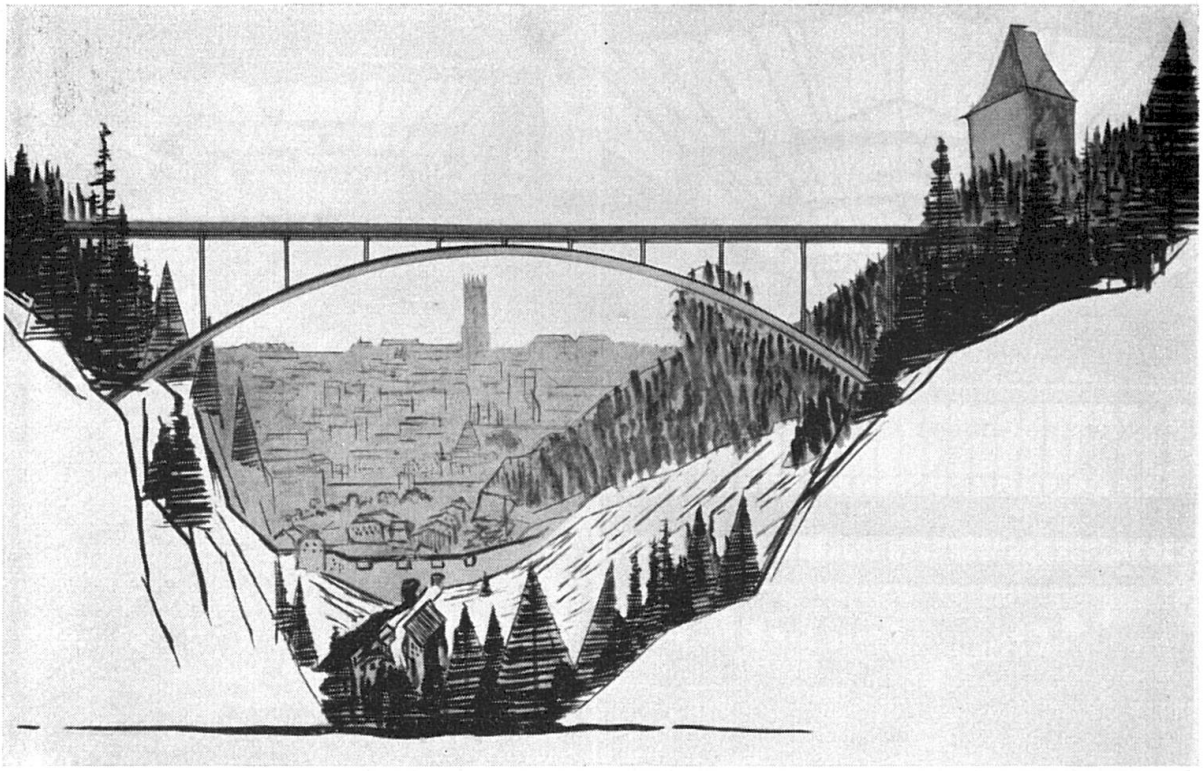


Fig. 7. Projet d'un pont en arc métallique de 119 m de portée et 23 m de flèche.

tenir, pour les aciers, aux meilleures prescriptions étrangères des pays producteurs [24]); pour les soudures et le contrôle, elle espère pouvoir se rallier aux codes de bonne pratique et aux recommandations des grandes associations internationales, en les adaptant si nécessaire [25]).

En matière de conception générale et de détails constructifs, de gros pro-

---

toire fédéral d'essai des matériaux, intitulé «Schweißverbindungen im Kessel- und Behälterbau», Zürich 1936.

En Suisse, la notion du travail de qualité date d'ailleurs de bien avant l'apparition de l'industrie, puisque le pays «exportait» sa main d'œuvre depuis le quinzième siècle, sous la forme très spéciale de troupes au service étranger, dont les princes et les états appréciaient ce que nous appellerions aujourd'hui la haute qualification.

[21]) La Suisse ne produisant pas d'acier, il est logique qu'elle adopte les prescriptions de ses fournisseurs, si elles sont satisfaisantes.

En ce qui concerne les essais de réception, on peut se demander si l'on ne devrait pas un jour en arriver, au moins pour les charpentes métalliques normales, à pouvoir faire confiance aux contrôles des laminoirs eux-mêmes. Cela exigerait naturellement une demande d'agrégation des laminoirs intéressés, avec des super-contrôles inopinés par un laboratoire indépendant. En outre une institution centrale, habilitée à recevoir d'éventuelles doléances des utilisateurs, serait à mettre sur pied.

[25]) Il ne saurait être question de prescriptions détaillées du genre «livre de recettes de cuisine», qui présentent d'ailleurs pour l'industriel l'avantage incontestable de le débarrasser des problèmes techniques, en lui permettant ainsi de concentrer tous ses efforts sur les problèmes de rationalisation de sa fabrication. Vis-à-vis de sa clientèle, elles lui permettent en outre d'opposer une fin de non-recevoir à certaines exigences.

grès ont déjà été réalisés. Pour cela une bonne information des milieux intéressés, ingénieurs et architectes, maîtres de l'œuvre, constructeurs et public, est indispensable [26]). Les différentes images [27]) de la fig. 6 montrent d'ailleurs jusqu'à quel point la charpente classique [28]) s'est transformée et comment un important rapprochement a été effectué avec les branches industrielles voisines. En ce qui concerne le pont-route de la fig. 7 [29]), précisons qu'il vient d'être exécuté en un autre matériau, moins élégant et sensiblement plus coûteux que l'acier, pour des raisons complètement étrangères à la technique.

Nous sommes en finale persuadés qu'une interpénétration technique toujours plus poussée est l'un des facteurs importants qui permettra à la charpente métallique soudée de se développer considérablement, en Suisse comme dans tous les pays industriels. L'acier reste en effet le matériau moderne idéal de résistance élevée, qui se prête admirablement à la préfabrication dans des ateliers bien équipés et travaillant dès lors à bon marché [1]), malgré des salaires élevés.

Résumé

L'auteur montre tout spécialement l'importance attachée en grosse chaudronnerie aux questions de qualité et de contrôle des aciers et des soudures. Il fait également une brève incursion dans d'autres secteurs de l'industrie suisse. Quelques exemples montrent comment s'est effectuée en Suisse une certaine interpénétration technique, encore à développer.

Zusammenfassung

Der Verfasser zeigt insbesonders die Wichtigkeit der Qualität und der Kontrolle des Stahles und der Schweißung im Großkesselbau. Sehr kurz behandelt er andere Gebiete der schweizerischen Industrie. Einige Beispiele zeigen, wie in der Schweiz schon eine technische Zusammenarbeit besteht, die noch stark zu entwickeln ist.

---

[26]) Cf. entre autres les «Bulletins de la construction métallique» (Stahlbauberichte) de la Chambre suisse de la Construction métallique.

[27]) Pour plus de détails, on se reportera à l'article «Quelques charpentes métalliques soudées exécutées en Suisse au cours des cinq dernières années» du «Bulletin technique Vevey» 1957.

[28]) En Suisse, on ne peut plus guère parler de charpente rivée en acier, depuis la dernière guerre où l'emploi de la soudure a permis de parer dans une large mesure à la pénurie de matières premières. Dès lors, il est parfois difficile de trouver des ouvriers connaissant bien la rivure, quand il s'agit de procéder au remplacement des rivets d'un ancien pont métallique; les vieux ouvriers riveurs ont en effet disparu, tandis que les jeunes ne sont plus formés à ce métier.

[29]) Cf. l'article «Projet d'un pont à arc métallique...» du «Bulletin technique Vevey» 1956.

Summary

The author calls special attention to the importance of the quality and inspection of the steel and the welding employed in the construction of boilers and allied equipment. He also briefly considers other sections of the Swiss engineering industry. Some examples are given which show how a certain amount of technical interpenetration has occurred in Switzerland, which has yet to be further developed.

II a 6

Control of Quality in the Fabrication of Welded Steel Bridges

Contrôles de qualité dans la construction des ponts métalliques soudés

Qualitätskontrolle bei der Herstellung von geschweißten Stahlbrücken

J. D. THOMPSON
The Cleveland Bridge and Engineering Co. Ltd., P.O. Box No. 27, Smithfield Road, Darlington, Co. Durham

I. Preamble

Quality in the fabrication of a welded bridge is, for the purposes of this paper, defined as the degree of excellence in the methods and skills employed in fabrication, as will enable the designer to make correspondingly good use of all materials which he may include in such a structure.

It is the intention of this paper to show by what methods the fabricator may best achieve this object, to examine his responsibilities, his duties, and to indicate how best designer, fabricator and inspector may combine to achieve a product which is at once æsthetically pleasing, structurally sound, and of economic design.

II. Control of Raw Materials and Labour

The ultimate quality of any structure is based primarily on the uniformity of the properties of the raw materials of which it is made, and of the skills of the labour employed in its construction. The need therefore, of close control of both these factors must be of paramount importance in high quality fabrication.

The first problem to be faced is that of ensuring that the steel to be used in the structure is sound physically and chemically. Steel received from the Mills will normally receive only a nominal surface inspection, and is subject only to those physical tests specified in the appropriate British Standard. Whilst this may be satisfactory for rivetted structures, it is considered that

some additional control ought to be exercised by the Mills inspection division for steels which are to be welded. Instances may be quoted where steels to B.S. 15 were found to be almost unweldable in certain conditions, as the sulphur and phosphorus content was on the maximum permissable, and there was almost total absence of silicon, while the manganese/carbon ratio was extremely low. This steel conformed nevertheless to B.S. 15 as the physical tests were satisfactory. There is little the fabricator can do about chemical unsuitability at present, until he encounters it in the process of fabrication, when special methods have to be devised to suit it.

It is recommended that all steel from the Mills be surface inspected in the works as it is unloaded or sorted. Considerable delay and corresponding costs can be avoided by thorough surface inspection on arrival, rather than by discovering faults subsequently when a proportion of work has been completed. In addition, in the author's works, it is the practice to examine ultrasonically steel rolled to B.S. 968, which is of a deep-piping nature in the ingot, paying particular attention to the end 2′ 0″ of each plate where laminations, if present, usually occur.

On the subject of electrode control, little need be said. The manufacturers exercise such close control and testing of their products that the fabricator's task is normally confined to choosing an electrode suitable for the particular purpose, and ensuring that it is adequately stored and correctly handled in use.

With regard to control over operators, there is considerable divergence of opinion as to what is expected of a welder. In the author's works a manual welder to be employed on quality fabrication is expected to have skill enough to lay welds of sound standard in any position, and to be of sufficient integrity to adhere strictly to whatever instructions are issued by the Welding Engineer to the Shop Foreman for any particular section of the work. Each individual welder is tested and graded on engagement, and periodically thereafter, to ensure that his standard is adequate for the demands of the task to be performed. Current certificates are maintained of his fitness to work on high quality fabrication.

For automatic and semi-automatic welding, machines are checked weekly by maintenance men, both electrically and mechanically, and in addition, frequent spot checks are made in the shop. Operators of these machines are regularly checked and controlled as described above for manual welding.

III. Factors Affecting Accuracy of the Product

The accuracy of the finished product may be said to be dependent on the following factors:

1. Design. The design must not only be such that it is pleasing to the eye,

but must be capable of being fabricated with a minimum of distortion and subsequent use of corrective measures. It should lend itself to ease of manufacture, as welds difficult to lay are most liable to faults of one sort or another. In the light of modern design practice, mere saving in weight must not be the only, or even the main, consideration. Cases can readily be quoted in which the saving in cost due to decreased weight is more than counter-balanced by increased cost per unit.

2. Planning. The accuracy of any structure is entirely dependent on the methods used to make it. Before any work is undertaken, it is essential that a thorough examination should precede the issue of welding instructions, which must take into account avoidance of distortion, counteracting shrinkage, and ease of workmanship generally, as quality of weld is directly proportionate to the difficulties encountered by the operator who must lay the weld. The question of pre-heating, based on C.T.S. tests, and the specification of jigs and fixtures should also be settled at this planning stage.

3. Site connections. The type of site connection has a large influence on the accuracy of the complete work. It is generally agreed that the use of bolted connections at site, employing either turned bolts or grip bolts, ensures a better accuracy than that usually found with site welded designs.

4. Shop Erection. The amount of shop erection performed is largely a matter of shop practice, and will vary from one works to another. This question is largely a corollary of item (3) above. In the author's works all work having turned bolt site connections would be fully assembled and all site holes reamed in position. In grip bolted work, connections in which are normally bush drilled or jigged, at least a substantial portion would be tried out to prove accuracy, and similarly with site welded connections, though the latter are more difficult to prove due to absence of suitable means of holding the members in their respective positions.

IV. Fabrication Methods to Ensure Accuracy

1. The first essential for accurate fabrication is necessarily accurate preparation of material to ensure close tolerance fits of the various components. Planing is a pre-requisite for all web plates, stiffeners etc. to give a close and square bearing. Attempts are sometimes made to use universal flats for webs or stiffeners without subsequent planing — these are almost without exception failures either because of distortion due to the round edges of the flats, or because of defective welding due to the same cause. Edges must be planed true in their length, and all flange plates or other sections must be straight and flat and of correct length before assembly. This may seem to be a recital of elementary precautions, but it is surprising how often bad quality work can be the direct result of slovenly preparation.

2. Having achieved accurately prepared material, it is necessary to proceed with the utmost care in the order in which pieces are assembled and welds are laid. Correct welding sequence can, without any form of restraint, eliminate distortion almost entirely in a well-designed girder. It is indeed considered that any form of restraint employed in the fabrication of a girder is a confession of failure on the part of either designer or maker. This operation sequence must be carefully pre-planned before work starts, and equally carefully checked for correctness on the first section to be welded. The intelligent use of jigged subassemblies too can materially assist accurate assembly.

3. In the majority of cases it is essential for one reason or another that flange plates shall be flat after fabrication and steps must be taken to counteract the normal set which occurs during the web to flange welding. This is done in one of two ways, either by pre-setting the plates upwards in a press if of heavy section (say over 5/8th-inch in thickness) or by rolling in the pre-set on thinner plates (see sketch). Control can also be exercised by the use of "strongbacks"

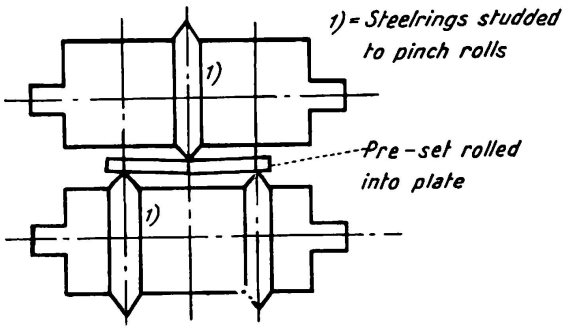


Fig. 1. Rolling Pre-Set in Flanges.

and wedges to induce a counterset, though this is of necessity quite a laborious process, and can, if an insufficient number of strongbacks is used, lead to kinking and buckling of the flange in between points of application. Where flange plates are butt welded in their length, suitable methods of welding must be employed, and the welding properly balanced to avoid either side camber or kinking in a vertical plane at the butt. If the butt is designed for welding by "*U*" preparation from one side only (e.g. the top) the flanges should be clamped with an upward kink to account for subsequent welding shrinkage. The same remarks apply where butt welds occur in web plates — preparation must be good enough to maintain straightness and tacks strong enough to hold all parts in alignment, and in all cases laid with a large gauge rod and a minimum of 2″ in length to avoid cracking.

The amount of pre-set to be put into flange plates is a matter to be decided in the light of experience. As far as the author is aware, there has been no attempt to devise a formula to determine the degree of pre-set. However it has been found possible to devise and issue a table of pre-sets, taking into

account the width of flanges, the thickness, and the size of the connecting weld. This table is based on data obtained from actual experiments in the shop. It is known that steel above 500° C ceases to have any elastic properties and it is assumed that any expansion above this temperature distorts the metal in its inelastic state. This metal on cooling causes distortion in the flange when welding is complete. Taking the case of a 1″ thick flange, 12″ in width, being welded to a $^1/_2$″ thick web by means of two $^5/_{16}$th″ fillets (see sketch) the following condition is assumed to occur.

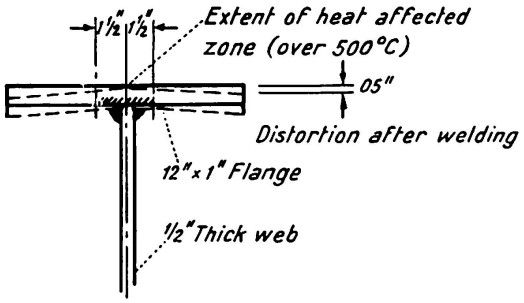


Fig. 2. Extent of Flange Distortion.

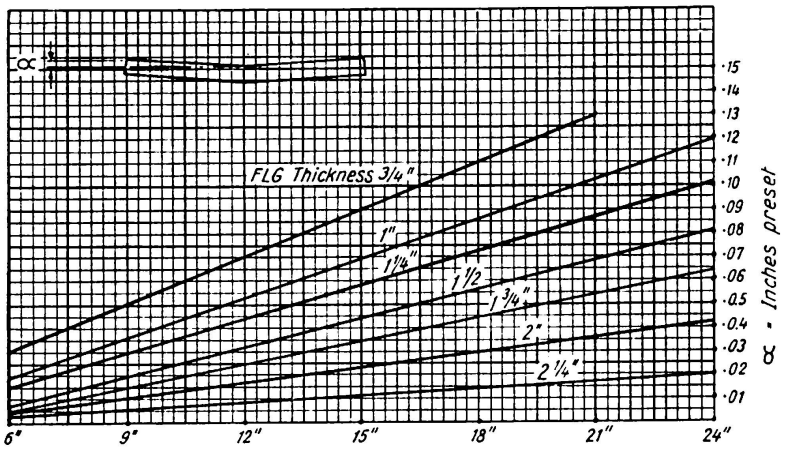


Fig. 3. Flange Width in Inches.

The amount of flange width affected by the welding operation, and heated by it to over 500° C is found to be about $1^1/_2$″ on either side of the centre line. This length is assumed to be semi-plastic during welding and will contract on cooling from say 500° C to 20° C = a range of 480° C. Taking the coefficient of contraction of steel at 0.0000067 the underside of the flange plate will contract by 0.009″ on each side of the web. This contraction in turn causes the outer edge of the flange to distort in a downward direction to the extent of 0.05″. Similar observations and calculations on a series of plates enabled the following graph to be drawn up.

It will be noted that the graph has been standardised on $^5/_{16}$th″ fillet welds. There is of course variation if larger or smaller fillets are used, but surprisingly little increase takes place until the fillets reach unusual proportions (say $^3/_4$″ leg length). The graph is therefore used as a standard irrespective of fillet size unless the fillets are unusually large when special allowance is made.

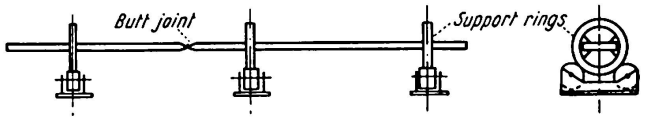
4. A further important feature in quality fabrication, particularly in bridge work, is control of camber. Normal procedure is to plane the required camber into web plates on the assumption that the complete girder will follow the pre-planed shape. This condition will occur when both flanges of the girder are of equal section, or very nearly so. When flanges are unequal, or when use is made of stiffeners which extend half-way or less up the web, then the pre-planed camber will be upset. This can be overcome by planing in extra camber in the web, where the top flange is thinner than the bottom, or by planing in less camber when extra stiffeners are employed on the bottom half of the girder. In either case the same result could be obtained by restraint, but this may lead to undesirable stresses in the welds both while welding and after cooling off. No proper calculations have yet been made with regard to allowances to be made in pre-planing, but experience has shown that loss of camber due to the use of a thinner top flange is approximately the difference in thickness between the two flanges for girders normally proportioned at about 12 : 1 length to depth ratio, i. e. when using a $^3/_4$″ thick bottom flange, and a $^3/_8$″ thick top flange, the camber loss after welding would be about $^3/_8$″ per 50 ft. This rule would apply up to flange thicknesses of 1″, above this thickness the rapid cooling effect of the thicker metal, and its greater rigidity appears to reduce loss of camber to minor proportions. Where additional stiffeners are employed on the bottom half of the girder, the extra camber induced may be calculated in a manner similar to that described for the avoidance of side camber in para. 6.

5. Stringent control of butt welds is vital if full advantage is to be taken of the savings in weight offered by welding. This means that the physical properties of the welded butt must be equal to that of the parent metal. To ensure this, the exact sequence of welding must be specified, together with electrode type, size, number of runs etc., and the actual work controlled by skilled supervision making periodical checks on amperage used. Scrupulous cleaning of each successive run must be enforced, and adequate back chipping to ensure complete fusion. It is recommended that all butts over 1″ in thickness should be pre-heated to at least 100° C before welding starts, and maintained while welding to make sure of a ductile deposit which is crack-free and non-porous. Controlled cooling, particularly where thicker plates are concerned, is an additional precaution.

Where butt welds are specified to be made with a gap at the root face, this gap should be ignored when calculating the prepared length of each half

of the flange: it has been found in practice that the shrinkage at butts is the same or very little less than the specified gap.

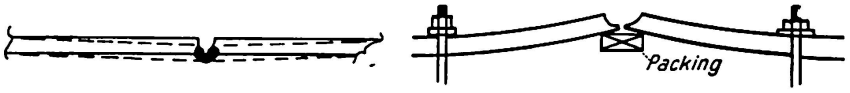
Balanced welding sequence will generally control longitudinal straightness, and provided that welding is balanced on both faces of the butt there should be no "kinking". Suitable gear can easily be made for quick turning of butt-welded plates (see sketch).



Manipulator For Flange Butt Welds. Elevation Showing Rollers

Fig. 4.

Where butt welds are specified to be welded from one side only, it is sometimes necessary to pre-set the plates in an upward direction (see sketch).



Distortion of Flange Due To Welding From Top Only. Flange Glanded Down About 18″ Back From Each Side of Weld.

Fig. 5.

Plates can be glanded down at a distance of 18″ or so from the centre line of the weld, and an approximate rule for pre-set so induced would be the thickness of the plates being welded e.g. $^3/_4$″ in 18″ for a $^3/_4$″ thick butt, an average of nine runs of weld being used to complete the joint. It should be noted however that pre-heating has a considerable affect on the amount of pre-set required, particularly where heats over 180° C are used, this amount of pre-heat reducing very markedly the pre-set figure.

On completion of welding all butts should be checked visually, and also by the use of dye penetrants to discover surface faults. (Incidentally this form of check is extremely useful during fabrication to determine exactly whether sufficient back chipping has been done at the root of a butt. Any trace of unfused plate shows up as a clear line.) Further examination of all important butts should then be made radiographically either by x-ray or gamma-ray equipment, — preferably the former on account of speed. There should be no tolerance of faults such as slag inclusions, lack of fusion, or piping on any important joint and only minor patches of porosity should be accepted. Physical checks should also be taken on all highly stressed butts; these consist of coupon plates cut from the parent metal identical to that being welded,

which are clamped on eitherside of the butt in question, and welded simultaneously with the butt (see sketch).

Tensile and bend tests, the latter being of major importance, are taken after severance from the completed joint.

The practice of removing "re-inforcement" from butt welds is becoming increasingly widespread, and there is no doubt that this results not only in a better finish, but gives a stronger joint. Grinding should be done so that little marking of the surface ensues, and any remaining surface scratches must run in a longitudinal direction i. e. at right angles to the butt.

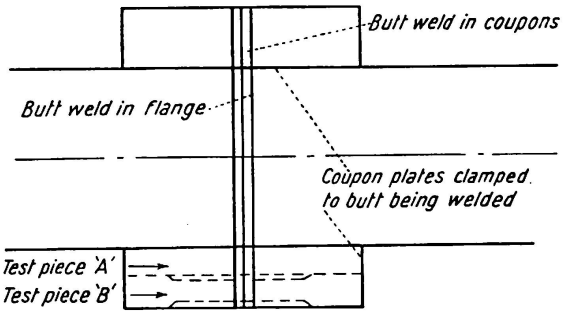


Fig. 6. Coupons Cut to Give Test Piece "A" For Bending Test Piece "B" For Tensile.

6. Control of lateral straightness in a well designed girder can generally be accomplished by correct welding sequence, and methods of restraint should be avoided where possible. Other things being equal, balance of heat input will result in a straight and true product. It is of course, under certain conditions of design, impossible to balance heat input. A case in point would be a plate girder with stiffeners on one side only. If no precautions are taken, considerable side camber can result from this form of construction. One method

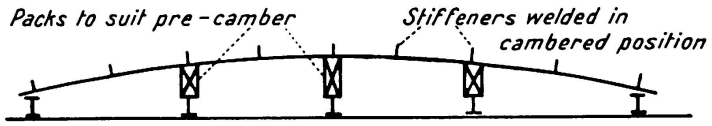


Fig. 7. Cambering Web to Counteract Stiffener Distortion.

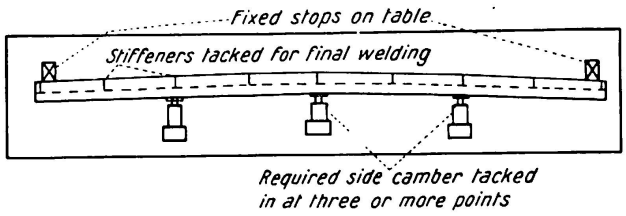


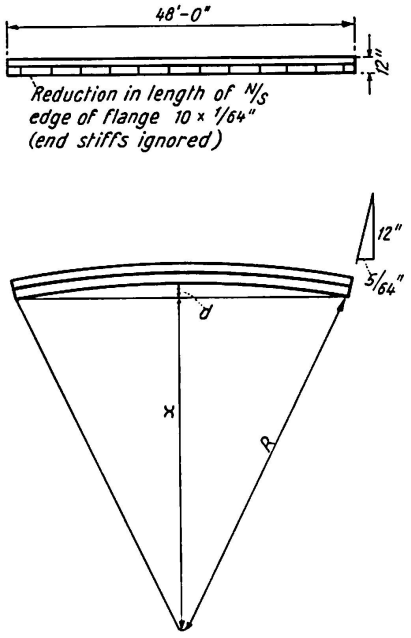
Fig. 8. Side Camber Induced to Counteract Distortion.

of avoiding this side camber is to weld the stiffeners to the web while the latter plate is supported on packings in a cambered position (see sketch).

This method of assembly precludes the use of conventional automatic machines for web/flange welding due to the short runs involved. Semi-automatic machines of the Lincoln ML 3 type can of course be effective here. If web/flange welding is done first by automatic methods, then it will be necessary to side camber the girder in a rig before welding the stiffeners (see sketch).

The amount of side camber to be so induced is largely a matter of practical experience and trial and error. So many factors effect the issue that even an empirical rule is difficult to formulate, but a simple calculation is given for a girder 48′ 0″ in length having a 12″ wide flange plate and stiffeners on one side only at 4′ 0″ pitch.

Each stiffener will shrink one side of the flange and the web by $^1/_{64}$″ = a total of $^5/_{32}$″ on the affected flange. This gives a slope on the end of the girder of $^5/_{64}$″ in 12″. From this slope the radius r and dimension x can be calculated, which gives a distortion d at the centre of the girder of 0.936″, which is found in practice to be approximately correct. Again, slight adjustments may have to be made for very thick flanges, e.g. $1^1/_2$″ and over in thickness.



$$x = \frac{24 \times 12 \times 64}{5} = 3686.4 \text{ ft.}$$

$$R = \sqrt{24^2 + 3686.4^2}$$

$$= \sqrt{13{,}590 + 120.96} = 3686.478$$

$$\therefore\ d = 0.078 \text{ ft.} = 0.936''$$

Fig. 9.

7. Reduction in length of girders due to shrinkage after welding is yet another important factor in the production of high quality welded work. It has been observed in practice that longitudinal welds affect girder lengths comparatively little, and can usually be ignored except when dealing with weldments of extreme length, for example over 60′ 0″ long. The welds which cause most shrinkage are those which run transversely at right angles to the

longitudinal axis of the girder, such as connections to stiffeners or cleats. A table has been drawn up for use in the author's works showing the amounts by which such welds tend to shorten weldments, and the allowances thus made necessary when preparing material. The table is based on observations made when welding stiffeners to webs of normal thickness, e.g. $^1/_2''$ or $^5/_8''$ thick, and flanges up to $1^1/_4''$ thick. Referring to sketch below, it will be seen that there is a heat-affected zone about $2^1/_2''$ in length which is raised above 500° C when welding with a standard $^5/_{16}''$ fillet weld.

The welding of stiffener *A* is assumed, on the heat-affected zone mentioned, to cause a contraction of 0.014″ to 0.016″ in the web and flange. The subsequent welding of stiffener *B* would cause contraction to a similar degree, or a total contraction of between 0.028″ to 0.032″ for the double operation, or say $^1/_{32}''$ per pair of stiffeners. The fillet welds used as standard are $^5/_{16}''$, but the author has not found that differences of $^1/_{16}''$ up or down on the fillet leg

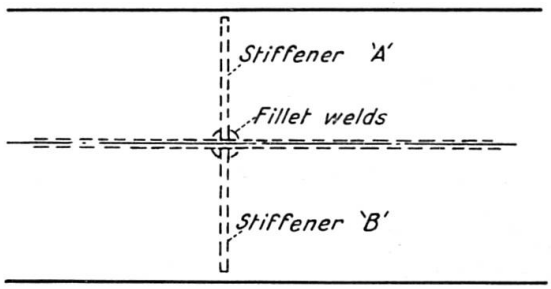


Fig. 10.

length has any noticeable affect on the result. The use of a full strength butt weld, with a prepared edge to the stiffener, as specified on certain bridges would certainly affect the shrinkage, and special experiments are necessary in these and similar instances.

8. All the allowances mentioned have been calculated or observed for manual welding, usually with rutile coated electrodes, sometimes with low-hydrogen types. Considerable differences result from the use of automatic or semi-automatic welding. This is considered to be due to the fact that a similar amount of metal is deposited with a smaller heat-affected zone when welding automatically. For instance, using a $^5/_{64}''$ wire, a semi-automatic machine would lay 12″ of $^1/_4''$ fillet weld in 36 seconds using current at 340 amps and 28 arc volts. This gives a rate of energy input of 28.5 kilojoules per inch. A manual weld of the same size using a $^1/_4''$ dia. rutile electrode would be laid at the rate of 12″ in 93 seconds using 310 amps and 23 arc volts, giving a rate of energy input of 55 kilojoules per inch: in other words the energy input, and consequently the area of heat-affected zone will only be about half that of manually laid welds. Therefore all figures for shrinkage and distortion may be reduced by that amount when automatic methods are employed.

9. The marking off and milling ends of butting members on truss or arch spans is an essential factor in the maintenance of correct geometrical dimension. Chord and web members should be set up level on a surface table, on which is marked all the special centre and intersection lines required. These lines are then transferred to the section being marked either by a special level square (see diagram) or by the plumb straight edge (see diagram). The use of these methods of line transfer render it unnecessary to have the surface table absolutely flat, and it can be made up of structural sections and plate as shown in the photograph.

Milling of ends of members to the marked lines must be extremely carefully done, and as a further check on marking, scribed lines square to the machine face, or laid off at the necessary bevel, are used on a surface table at the machine similar to that used for marking. Check setting is done in a similar manner. Subsequent trial erection usually proves the accuracy of the methods specified, which will be in the order of $^1/_{16}''$ out of line in $50'-0''$, and within 0.006 in $2'-0''$ out of square at the butt.

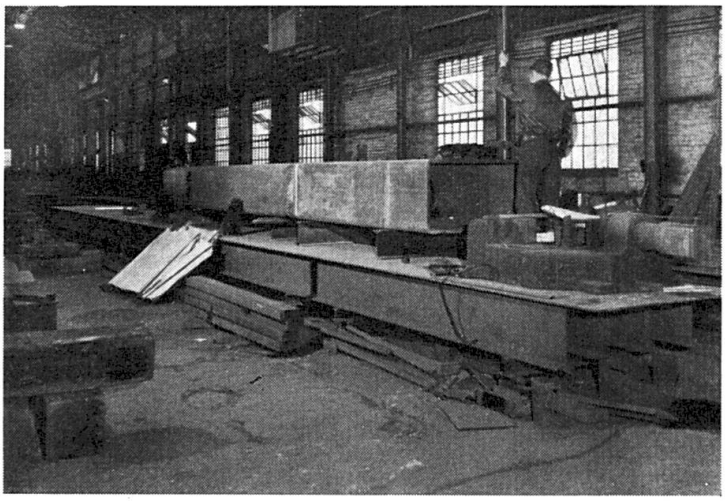
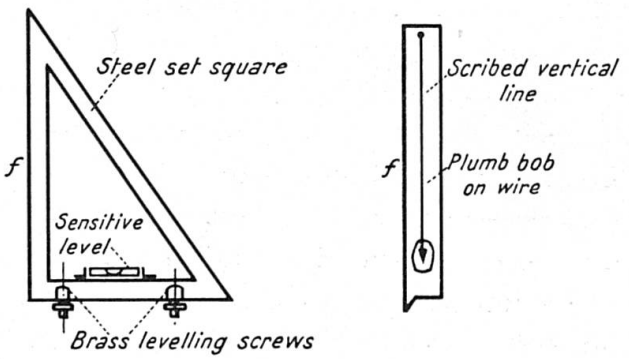


Fig. 11. Girder Being Levelled on Surface Table Prior to Marking.



Line Transfer Square. Line Transfer Straight Edge.

Fig. 12.

10. Corrective treatment of girders which have distorted due to welding will in most cases consist of post-heating. It should be emphasised that post-heating treatment should only be employed as a last resort, when normally correct welding sequences have failed to give the desired result. The application of heat to correct twist or wind is an art for which no hard and fast rules can be given. The principle of post-heating is that if a girder is restrained in direction, and heat be applied locally, expansion and flow of metal must take place in the thickness of the section, and having expanded, on release of the restraint the girder will tend to become straight on cooling.

V. Costs of High Quality Work

Cost control of high quality welded structures can best be obtained by the use of modern methods of fabrication and by means of incentive payments which aim at preserving quality whilst maintaining output.

Modern fabrication methods may be summarised briefly as follows:

a) Correct and meticulous planning.
b) Scrupulous control of raw materials.
c) Employment of modern welding techniques.
d) Extensive use of jigs for assembly and sub-assembly.
e) Free use of manipulators, even for very large weldments (see photo).
f) Jig drilling of connections before or after welding.

The above factors should not only assist in achieving quality, but will keep its cost within reasonable bounds. It is in the long run, just as cheap to produce good welded work as bad.

The incentives offered to operators must be such as do not lead them to

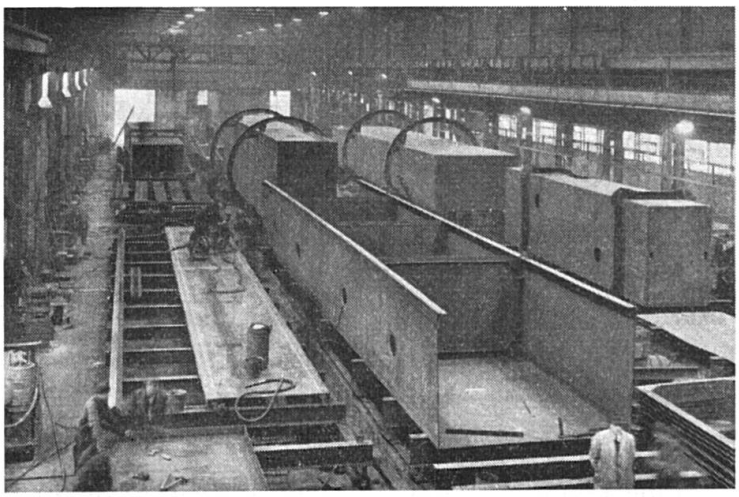


Fig. 13. Purpose Made Manipulators in Use for Welding Pontoons.

strive after quantity at the expense of quality. Quality must always be the deciding factor and quantity a secondary inducement. Scrapping of expensive work, or cutting out defective welds is a costly remedy for scamped or hurried processes. The numbers of incentive schemes are legion, but without exception, the best are based on the efficient production of high quality work.

VI. Reduction of Incidence of Notches

An important function of the fabrication of high quality work is the elimination as far as possible of notches, and the minimisation of residual stress in completed members. In these matters the fabricator is often in the hands of the designer and must in the end produce what is on the drawing. In England there is to-day a growing desire on the part of designers to work extremely closely with fabricators, with the aim of utilising to the full the undoubted savings which high quality welded work can give. If a design is produced which is difficult to fabricate, obviously its quality must suffer, and in such cases it is not possible for either party to have full confidence in the result. It will, in addition, be most expensive to produce.

Notch brittleness of steels is still not fully understood, but sufficient is known to indicate the necessity of avoidance of sharp breaks in section, sudden changes in direction of stress, and faults in welding which will sooner or later lead to the initiation of fractures. It is to this end that the fabricator must ensure that his work does not fail, and that supervision techniques and inspection are such that as far as he is able, his work is as near perfection as he can achieve. The increasing use of modern notch ductile steels to the new British Standard 2762 specifications (ND 1 etc.) is a further incentive to fabricators to bring their welding methods into line with improved materials.

VII. Inspection

Inspection plays a major part in the production of high quality work, and most works now realise that the day of the old fashioned inspector is rapidly passing. The modern inspector must of necessity be a highly trained man, capable of realising what faults are minor, and what might cause the collapse of a complete structure. He is required now to work to exacting specifications, mostly based on the efficient British Standard 1856 which the Consulting Engineer draws up. It is important that inspection starts early in the progress of a contract, namely with the raw materials, and from then onwards at each stage the inspector must be satisfied that the best practice is being followed.

It is an erroneous idea that a shop inspector is only concerned with the finished product. Far more can be observed and known if each stage of fabri-

cation is seen and checked, and the inspector's ability should be such that he can criticise in a constructive manner, and if necessary, offer advice on procedures to be followed.

The methods which modern inspection must employ range from surface and ultrasonic examination of raw material; tests of electrodes, welders and automatic machines; checking of prepared material, spot checks of currents and speeds, radiographic and dye penetrant inspection, to the final examination of the completed structure for dimension and appearance. All that is best in modern practice is the result of close collaboration between designer, inspector and fabricator — for they are all in the end aiming at achieving the same result.

VIII. Protective Treatments for High Quality Work

Any paper on high quality production would be incomplete without a passing reference to protective treatment. Everyone is only too well aware of the inadequacies of the obsolete idea of wire brushing steelwork followed by the application of a couple of coats of red lead or even red oxide, on top of adherent mill scale. Experiments have clearly demonstrated the superiority of modern techniques, the most important of which is shot blasting followed by painting, or shot blasting, metal spraying and painting. So rapidly have these ideas taken hold that at the time of writing this paper, 100% of the output in the Author's works is shot blasted, and 60% sprayed with zinc, before final painting. This has necessitated the laying down of a new fully automatic centrifugal wheel blasting plant capable of handling girders up to 6′ 6″ in depth and 21″ in width, which will produce a surface suitable for metal spraying at the rate of three lineal feet per minute, and will clean ready for painting at the speed of eight lineal feet per minute.

The introduction of new types of paint with a calcium plumbate base has given startling results, and while it is still too early to pronounce final judgment, it is felt that there must be tremendous possibilities for this medium. There has of late been some controversy over the efficiency of metal spraying zinc or aluminium coatings, and experiments in conditions of dense smoke pollution by the British Transport Commission have induced them, at any rate for the present, to abandon metal spraying; but it may well be that the future will see all important structures protected by metal sprayed coatings, themselves covered by calcium plumbate based paints, which may well astonish by the length of protection afforded to the structure so treated.

Summary

The aim of controlling quality in welded steel bridges is to produce as economically as possible structures of sound material to correct geometric outline, eliminating as far as possible defects, due to notches and residual stress, and presenting a finished product which is of a clean and attractive appearance.

This paper considers the steps to be taken to ensure that materials used are sound, that fabrication is such that errors in dimension are minimised, and that the completed bridge is as far as possible free from injurious defects which might lead to failure or partial failure in service.

Indications are given of the standards likely to be achieved, of the inspection problems involved, and included is a brief examination of various types of finish to ensure easy maintenance of the completed structure in good condition over a long period of service.

Résumé

L'objet des contrôles de qualité sur les ponts métalliques soudés est de permettre la réalisation aussi économique que possible d'ouvrages à la forme et aux dimensions précises, constitués par des matériaux parfaits, d'éliminer aussi largement que possible les défauts qui peuvent résulter de l'effet d'entaille et des tensions résiduelles et de produire un ouvrage définitif qui se présente sous une forme correcte et attrayante.

L'auteur expose les dispositions à prendre pour s'assurer de la qualité des matériaux, pour maintenir aussi faibles que possible les écarts de cotes au cours de la fabrication et pour éviter les défauts graves, qui pourraient conduire à un effondrement total ou partiel en service du pont terminé.

Il donne des indications sur les exigences de qualité à imposer et sur les problèmes de contrôle corrélatifs. Il passe enfin brièvement en revue divers modes de protection anti-rouille, assurant la facilité de l'entretien de l'ouvrage terminé et son excellent état pendant une longue durée de service.

Zusammenfassung

Das Ziel der Qualitätskontrolle geschweißter Stahlbrücken besteht darin, bei größtmöglichster Wirtschaftlichkeit Konstruktionen aus einwandfreiem Material mit genauen Abmessungen zu liefern und mögliche Fehler infolge Kerbwirkung und Restspannungen auszumerzen, so daß damit ein Endprodukt mit einer sauberen und ansprechenden Form geschaffen werden kann.

Dieser Bericht beschreibt die zu treffenden Maßnahmen, um einwand-

freies Material zu gewährleisten, um Maßabweichungen bei der Fabrikation möglichst klein zu halten und um gefährliche Mängel, die zu einem totalen oder teilweisen Versagen im Betrieb der fertigen Brücke führen können, zu vermeiden.

Es werden Angaben über die zu erreichenden Qualitätsanforderungen und über die damit zusammenhängenden Prüfprobleme gegeben. Zusätzlich wird noch eine kurze Betrachtung über verschiedene Anstrichsarten aufgestellt, damit ein einfacher Unterhalt des fertigen Bauwerks für eine lange Betriebsdauer in gutem Zustand sichergestellt ist.

IIb1

The Use of High Strength Bolts in Railway Girder Bridges

Emploi des boulons précontraints dans les ponts-rails à poutres

Die Verwendung von vorgespannten Schrauben bei Eisenbahn-Balkenbrücken

P. S. A. BERRIDGE
M.B.E., M.I.C.E., London

1. Definition

This Paper is concerned with the use of bolts in large clearance holes and acting as permanent shear connectors through the friction grip resulting from the clamping effect brought about by tightening them sufficiently to prevent slip occurring between the parts joined together. The process here described as high-strength bolting depends on the friction caused by the clamping effect of the fasteners, and normally such a joint is deemed to have failed if the friction is overcome and the parts commence to slide, one upon the other. The expression high-strength bolt is taken to mean the same as high preload bolt, prestressed bolt, friction grip bolt, etc.

2. History

The use of high-strength bolts (38 tsi ultimate) for the permanent fastening together of mild steel plates and rolled sections originated in the United Kingdom with the pioneer work of the late Professor C. BATHO (Second and Third Reports of the Steel Structures Research Committee, H.M.S.O. 1934 and 1936 respectively). Subsequently the technique of high-strength bolting was developed in the U.S.A.; but it was the change over from riveted fabrication to welding that brought high-strength bolting to the fore. It was a shortage of skilled riveters and a dislike for site-welding, especially on railway bridge work that brought the high-strength bolt into regular use as a permanent fastener on British Railways.

3. The Friction Grip Joint

The high-strength bolted joint depends on the friction between the plies due to the clamping force resulting from tightening the bolts. The shear load strength of the joint is therefore dependent on:

a) The coefficient of friction of the faying surfaces, and
b) The tension in the bolts.

The bolts are in clearance holes, normally $^1/_{16}''$ larger, the amount of the clearance not greatly mattering between certain limits, see table 1. And because the tension in the bolts remains unaffected under increased shear loading on the joint, the technique gives fatigue resistance much superior to riveted work.

Since the coefficient of friction of the faying surfaces will vary according to the condition of those surfaces, this steel in contact is not normally oiled or painted.

The tension which can be developed in the bolts depends on the strength of the bolt steel, the torque characteristics of the threads, lubrication, and the method of tightening. Of the total work put into tightening a high-strength bolt, only about 10% is available for tensioning the bolt: the remainder being lost in overcoming friction in the threads and in the nut face bearing on the washers, vide fig. 1.

Table 1. Effect of Size of Clearance Hole in Structural Parts

Bolt Dia. (D)	Code symbol of NUT (B.S. 1083 Table 10)	Applied torque	Bolt tension due to applied torque	Code symbol of NUT (B.S. 1083 Table 10)	Applied torque	Bolt tension due to applied torque
	Hole dia. = $D+^1/_{16}''$			Hole dia. = $D+^1/_8''$		
inch		lb. ft.	ton		lb. ft.	ton
$^5/_8$	*A*	140	7.0	*P*	125*	6.25*
$^3/_4$	*A*	250	10.4	*A*	200*	8.3*
				P	250*	10.4*
$^7/_8$	*A*	300*	10.8*			
	P	390	14.1	*P*	310*	11.2*
1	*A*	480*	15.0*			
	P	600	18.7	*P*	510*	15.9*
$1^1/_8$	*A*	690*	19.4*			
	P	830	23.3	*P*	740*	20.8*

Note: Where marked (*) any higher tension would involve a risk of crushing the steel at the nut face. With the reduced tensions shown, the bolts will still function as effectively as hot-driven rivets.

Tightening is done either by the torque coefficient method where the bolt tension does not exceed the yield point, or by the part-torque part-turn technique.

4. Riveted and Bolted Friction Joints Compared

High-strength bolted friction joints have shear values in excess of the friction obtaining in a riveted joint. Rivets do not fill the holes *absolutely* and if the friction is overcome there is a small, even minute slip of the faying surfaces before the rivet commences to function as a dowel. In sound riveted

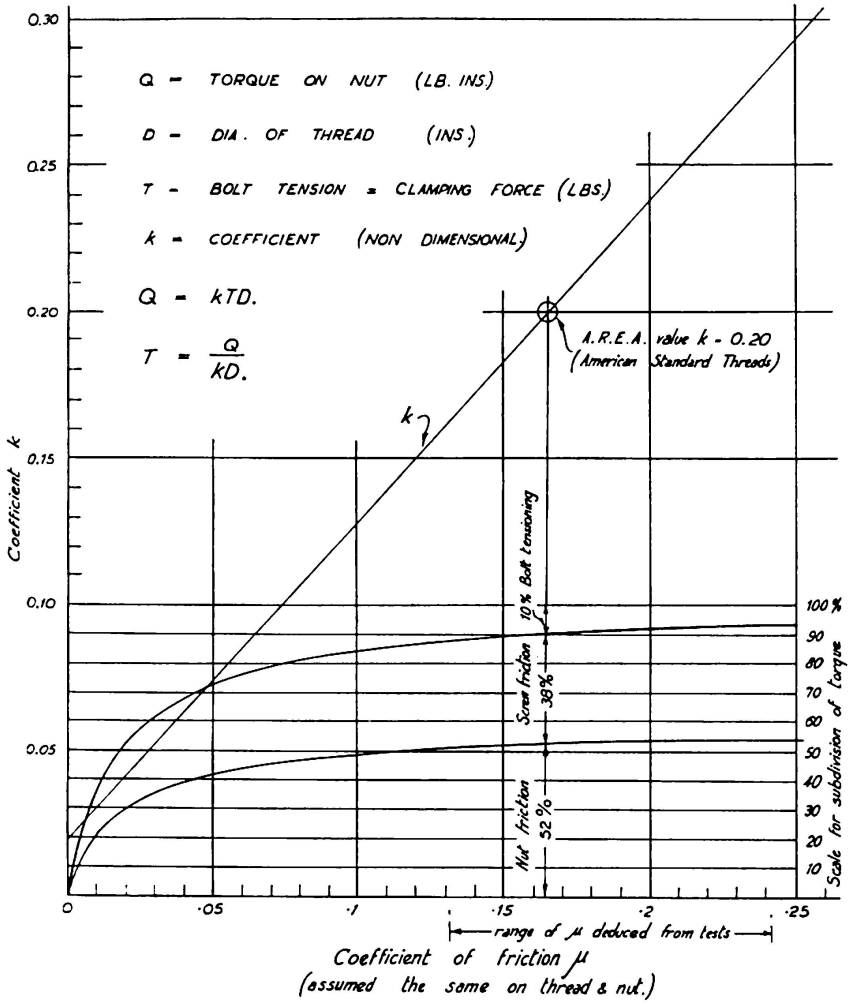
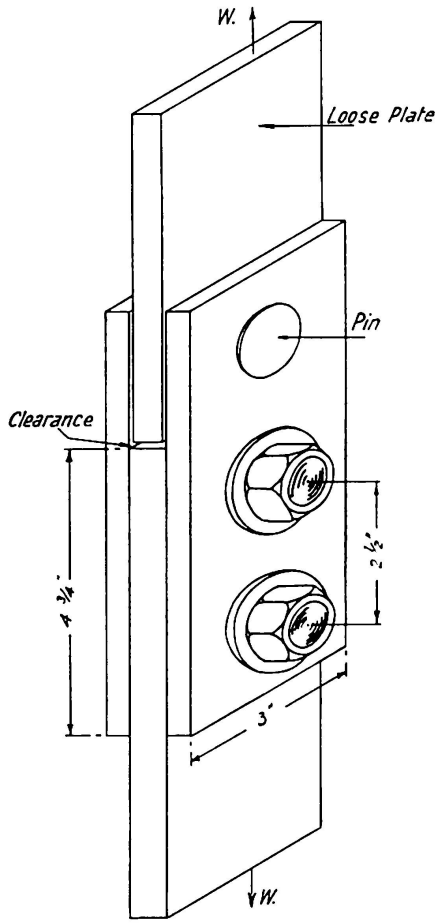


Fig. 1. Bolt Tension Due to Nut Tightening (B.S.W.).



$^3/_4$" Dia high strength bolts with M.S. nuts and case hardened washers working in clearance holes.

Fig. 2. Diagram Showing the Arrangement of High Strength Bolted Friction Joint Used to Determine the Values of μ Coefficient of Friction.

work, the rivets are permanently strained up to the elastic limit. Rivet steel to B.S. 15 has an ultimate strength of 25 tsi, and a yield of about 13.75 tsi. In the process of heating and driving, the ultimate is increased some 10 to 15 per cent. Comparison of the grip applied to the plates joined with an *R* quality (45/55 tsi ultimate) high-strength bolt tightened to 90 per cent of the yield is as follows:

Rivet after closing	15.8 tsi
Tension in $^7/_8$ in. rivet ($^{15}/_{16}$ in. diameter)	10.85 tons
High-strength bolt *R* quality (34 tsi minimum yield)	30.6 tsi
Tension in $^7/_8$ in. diameter H.S. bolt (0.464 sq. ins. stress area $\times 30.6$)	14.1 tons

and so the ratio of bolt tension to rivet tension is 14.1 to 10.85 or 1.3.

5. Coefficient of Friction of the Faying Surfaces

The value of μ the coefficient of friction, for mild steel plates as rolled is generally taken as 0.33. Experiments on a bolted joint in double shear, fig. 2, were made to determine the variations in the coefficient of friction when the bolts were tightened to different torques under different surface conditions of the plies. The plates were fastened together with $^3/_4$ in. diameter bolts, the joint was pulled in a tensile testing machine and the load noted at which slip occurred. The results are given in table 2.

Table 2. Results of Friction Tests on a High Strength Bolted Joint
$^3/_4$″ Dia. H.T. Bolts in Double Shear

Condition of Surface	Applied Torque lb. ft.	Total Clamping Force Tons	Slip Load Tons	Coefficient of Friction μ
As received	150	11.4	8.3	0.37
As received	200	15.2	12.7	0.42
Hand Filed	50	3.8	3.4	0.45
Hand Filed	100	7.6	7.0	0.46
Hand Filed	150	11.4	12.6	0.55
Filed and Oiled	50	3.8	1.9	0.25
Filed and Oiled	100	7.6	3.5	0.23
Filed and Oiled	150	11.4	5.6	0.25
Filed and Oiled	200	15.2	8.3	0.27
Filed and Oiled	240	18.4	11.7	0.32
Filed and Painted (wet)	240	18.4	5.7	0.16

Similar tests to determine the effect of coating the faying surfaces with wet and dry red lead paint gave values of μ of 0.27 and 0.31 respectively. Wire-brushing and flame-cleaning increase the friction, the values of μ for mild steel (28/32 tsi ultimate) being 0.50 and 0.60 respectively.

6. Torque Coefficient

The torque coefficient method of tightening is based on the fact that the tension in the bolt varies directly as the torque, an assumption which because it neglects the effects of the condition of the threads and their lubrication, can result in tension 15 per cent above or below the value given by the torque. The torque coefficient is a non-dimensional constant given by the expression:

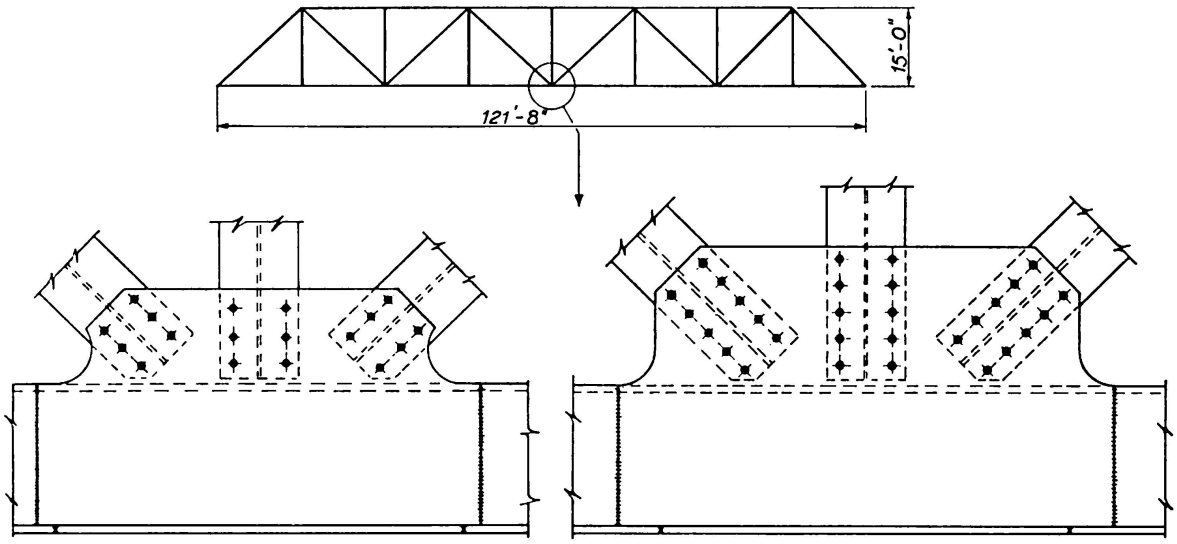
$$K = \frac{Q}{T\,d}.$$

Where Q is the torque applied (lbs. ins. units),
T is the bolt tension (lbs. units),
and d is the nominal thread diameter (inch units).

Experience shows that for Whitworth threaded bolts with no lubrication other than the oil applied by the makers, K has values ranging between 0.15 and 0.20.

7. Specifications

Bolts, nuts and washers comply with British Standard Specifications for materials as shown in table 3. The normal quality bolts are used in direct



V Quality Bolts (65/75 t.s.i. ult.) R Quality Bolts (45/55 t.s.i. ult.)

Fig. 3.

Table 3. British Railways — Western Region. Specifications for High-Strength Bolts ($^5/_8$ to $1^1/_8$ inch diameter) Materials

Class of bolt		B.S. No. and code symbol	Minimum ultimate tensile stress tsi	Minimum yield stress tsi	Minimum percentage elongation on gauge length equal to $4\sqrt{\text{Area}}$	Minimum izod impact value ft. lb.		Brinell hardness number
						$^5/_8$ and $^3/_4$ in. dia.	Over $^3/_4$ in. dia.	
Normal	Bolt	B.S. 1083 *R* 45/55	45	34	20	40	35	201/271
	Nut	B.S. 1083 *P* 35/48	35	—	15	—	—	152/235
Special	Bolt	B.S. 1083 *V* 65/75	65	52	16	35	30	293/364
	Nut	B.S. 1083 *R* 45 min.	45	—	20	—	—	201/271
Torshear	Bolt	B.S. 1768 *T* 55/65	55	41	18	40	35	248/316
	Nut	B.S. 1750 2*H* 45/55	45	—	—	—	—	248/352

Table 4. Dimensions in Inches of Precision Hexagon Bolts and Nuts and Plain Washers

Nominal size	Bolt			Bolt and nut					Nut	Washer		
	Dia. of shank	Thickness of head	Radius under head	Threads per inch		Width across flats	Width across corners	Dia. of. washer face	Thickness	Dia. of hole	Outside dia.	Thickness
				B S W U N C	B S F							
	min.	min.	max.			min.	max.	min.	min.			
$^5/_8''$	0.619	0.48	$^1/_{32}$	11	14	1.000	1.17	0.975	0.552	$^{11}/_{16}$	$1^3/_8$	0.144
$^3/_4''$	0.744	0.59	$^1/_{32}$	10	12	1.190	1.39	1.165	0.677	$^{13}/_{16}$	$1^5/_8$	0.160
$^7/_8''$	0.867	0.65	$^1/_{32}$	9	11	1.288	1.50	1.263	0.740	$^{15}/_{16}$	$1^7/_8$	0.176
$1''$	0.992	0.76	$^1/_{32}$	8	10	1.468	1.71	1.443	0.865	$1^1/_{16}$	$2^1/_8$	0.176
$1^1/_8''$	1.117	0.87	$^3/_{64}$	7	9	1.658	1.93	1.628	0.990	$1^3/_{16}$	$2^3/_8$	0.192

Note: With the exception of the washers all dimensions are as B.S. 1083: 1951.

Table 5. The Effect of Thread Condition on Bolt Tension

The results tabulated below are from an examination made of bolt loading achieved due to various thread conditions. The same torque was applied to each nut regardless of thread condition and altered only when a change in the ultimate tensile strength was involved.

Condition of thread	Torque (lb. ft.)	Bolt tensile loading (tons)	Remarks
$^7/_8'' \times 3\,^3/_4''$ B.S.F. Bolts, ultimate tensile strength 50 tsi			
Dry-	470	8.8	Sudden increase in torque at 6–7
(Degreased in Trichlor-		10.5	tons bolt loading due to jamming.
ethylene)		8.8	(See *)
Rusted-	470	12.5	Higher bolt tension than anti-
(Severe secondary oxida-		12.3	cipated, because of slight lubri-
tion of thread surface)		12.0	cating action of rust scale. (See *)
Normal blackened and	470	18.5	The 90% torque figure is cal-
oiled finish		17.9	culated on the basis of results
		19.0	obtained from this finish. (See *)
Zinc plated	470	20.5	Excellent finish for producing
		21.0	high uniform bolt tensions. (See *)
		20.0	
Lubricated with heavy	470	21.5	
silicone based grease		22.0	
		23.4	
* The required minimum bolt tension in the A.S.T.M. A. 325 Specification is 14.46 tons for this diameter of bolt.			
$^7/_8'' \times 7\,^1/_2''$ B.S.F. Bolts, ultimate tensile strength 65/75 tsi			
Dry-	546	11.4	Nut jammed giving low bolt ten-
(Degreased in Trichlor-		12.0	sile loading.
ethylene)		10.5	
Rusted-	546	15.0	Thread lubricity assisted by rust
(Severe secondary oxida-		12.5	scale
tion of thread surface)		13.0	
Normal blackened and	546	25	
oiled finish		24.5	
		23.5	
Zinc plated	546	25.5	
		27	
		26.8	
Lubricated with heavy	546	26.5	
silicone based grease		27	
		26	

General Remarks: For all tests, Nuts 45/55 ton/sq. in. were used with case-hardened washers. The torques applied were calculated to produce 90% of the yield stress of the bolt under normal conditions of thread lubrication etc.

substitution for mild steel rivets, the special are for new work designed to make better use of the technique of high-strength bolting. Fig. 3 shows the reduction in size of gusset plates in a truss span resulting from the use of higher tensile steel bolts. The quality of Torshear bolts, referred to later is also included in the table. The dimensions of the bolts and nuts used on British Railways are in accordance with B.S. 1083, the heads and nuts being either chamfered or washer faced. Screw threads are British Standard Whitworth. Washers (two per bolt) are made from medium carbon steel, double heat treated. The dimensions of the normal bolts, nuts and washers used on British Railways are given in table 4.

8. Bolt Threads

The condition of the threads, that is dry, rusty, lubricated, etc., the form of the threads and the method of forming the threads on the bolt have a marked effect on the value of the torque coefficient of a bolt. The results of tests carried out by a leading Scottish firm of bolt makers to determine the effect of the condition of the thread on bolt tension are given in table 5. The bolts used in these tests had British Standard Fine threads formed by a cold rolling process. A comparison between British Standard Whitworth and BSF threads is given in table 6 which shows the results of laboratory tests made to determine the effect of thread form and condition on bolt tension. It will be seen that the results are by no means consistent though on average the BSW generally appears to give the higher tension. This is perhaps to be expected since with a large proportion of the load carried on only one or two threads

Table 6. Test Results to Determine the Effects of Thread Form and Condition on Bolt Tension

Bolt size	Applied torque lb. ft.	Condition of threads	Statistical mean load tons			
			Type of Nut			
			B.S. 190		B.S. 1083	
			Whit	BSF	Whit	BSF
3/4″	240	Dry	10.0	9.2	10.25	10.0
		Oiled	10.5	9.25	10.45	10.6
		G.G.C.	10.95	9.7	10.65	11.2
7/8″	370	Dry	15.7	14.1	14.6	15.0
		Oiled	15.3	13.7	14.6	14.4
		G.G.C.	15.25	14.15	14.0	12.9
1″	560	Dry	17.25	18.65	20.95	18.8
		Oiled	17.55	17.95	19.25	16.65
		G.G.C.	17.9	15.9	18.9	16.7

(fig. 4 shows the distribution of stress in a bolt and nut assembly) the BSW has the greater strength. The effect of different methods of forming the threads is more marked, bolts with threads formed in a cold rolled process giving consistently higher values of tension under all conditions, vide table 7 summarizing the results of a further series of laboratory tests.

It will be noticed that Torshear bolts referred to later on have Unified Coarse Threads (UNC). This happened to be the only thread available on these particular bolts at the time, and it is of but little consequence because the performance of this self-reactor bolt is dependent on a shear link embodied in the bolt and designed to fail in torsional shear when the bolt tension reaches the prescribed value.

Table 7. Test Results to Determine the Effects of Rolled and Cut Threads on Bolt Tension

Bolt size	Thread form	Type of nut	Applied torque lb. ft.	Condition of threads	Statistical mean load tons	
					Roll. thread	Cut thread
7/8"	B.S.F.	B.S. 1083 A 28 tsi ult	370	Dry	15.0	12.5
				Oiled	14.4	11.15
				G.G.C.	12.9	11.8

Note: G.G.C. indicates lubricated with Graphite Grease Compound.

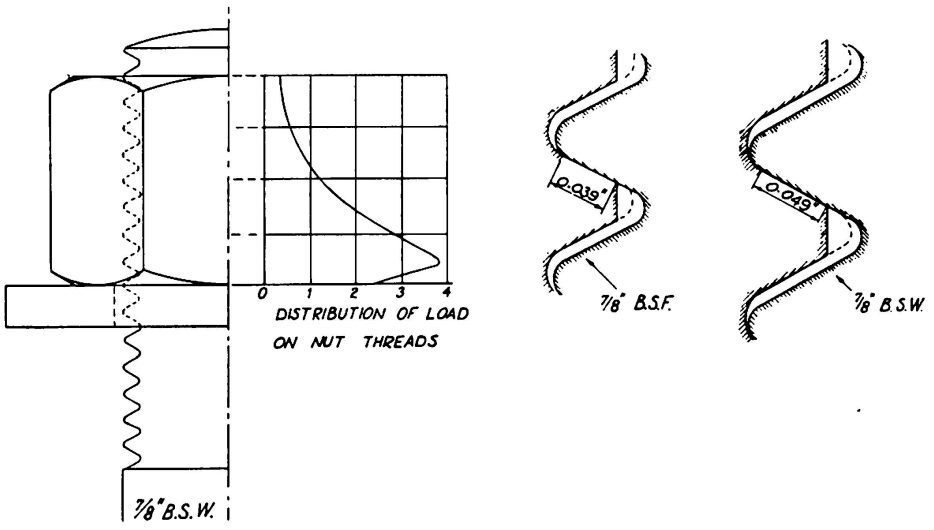


Fig. 4.

9. Assembly

It is specified that the surfaces of bolted parts adjacent to the bolt heads and nuts shall be parallel, tapered washers being used where necessary. The bolted parts have to fit solidly together and the faying surfaces have to be

free of paint, oil, loose scale, burrs and other defects that might prevent the solid seating of the parts or might interfere with the development of the friction between them. Bolts tensioned by the torque coefficient method are tightened to the applied torques set forth in table 8.

Table 8. High-Strength B.S.W. Bolts

(1) Dia. of Bolt	(2) "Stress area" of thread (Note A)	(3) Applied torque	(4) Bolt tension due to applied torque	(5) Maximum permissible shear load (Note B)	(6) Maximum permissible tension due to external load (Note C)
inch	sq. in.	lb. ft.	ton	ton	ton
5/8	0.2271	140	6.9	1.84	3.29
3/4	0.3359	250	10.4	2.65	4.87
7/8	0.4636	390	14.1	3.61	6.72
1	0.6083	600	18.7	4.71	8.82
1 1/8	0.7663	830	23.3	5.96	11.11
1 1/4	0.9724	1170	29.8	7.36	14.10

Note A. "Stress area" is the area at the mean of the effective and minor diameters of thread. It is about 10 per cent greater than the area at root of thread and represents the nearest approach to the effective stress area of the threaded length.

Note B. Calculated at 6 tsi on gross cross-sectional area.

Note C. Calculated at 14.5 tsi on "stress area".

10. Bolt Loading by Torque Coefficient Method

The torque coefficient method of tightening is normally used in conjunction with ordinary hand spanners, the plies being drawn together and the bolts well bedded down before final tightening with a torque-measuring or a torque-limiting spanner. No additional lubrication is given to the threads, the bolts being oiled at the works before supply. The effect of lubrication on the threads determined by laboratory tests has been shown in table 6.

The following hand spanners are in use:

a) Torque-measuring spanners fitted with a dial from which the torque is read off at the moment the nut just ceases to move on conclusion of tightening, figs. 5 and 6.

b) Torque-limiting spanners adjusted to "collapse" at the prescribed torque. These are usually fitted with a ratchet, figs. 7 and 8.

c) A combination of torque-limiting spanner used with a torque-multiplying spanner, the latter designed to give a mechanical advantage of 6 when

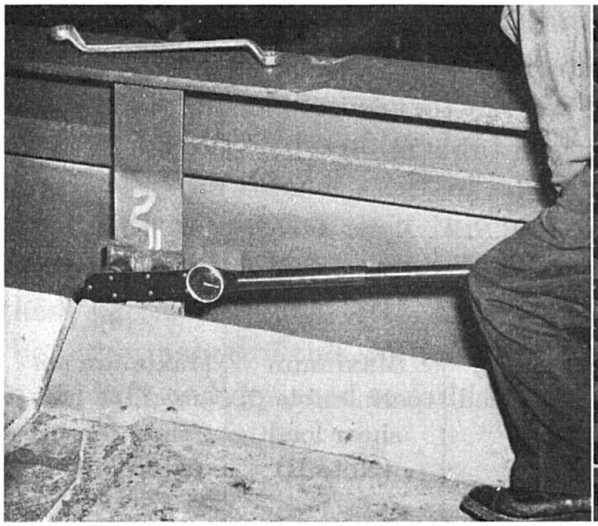


Fig. 5.

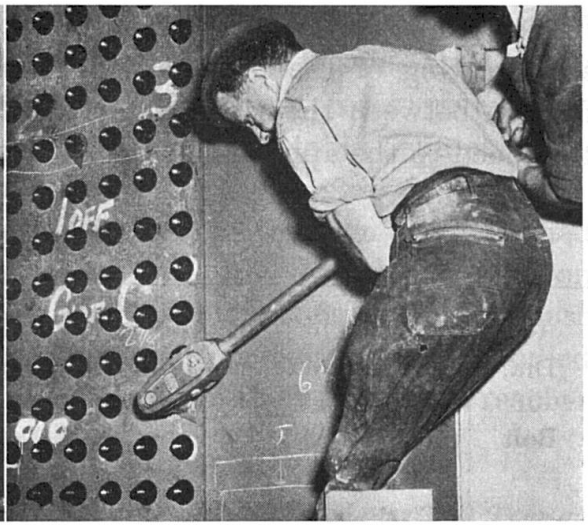


Fig. 6.

tightening bolts requiring a torque in excess of 600 lb. ft. This is also used for bolts in confined spaces, see fig. 9. With the torque-multiplying spanner, it is, of course essential to use some torque reaction fitting to prevent the tool from turning.

The nut running impact type of pneumatic wrench can be used provided the torque is checked afterwards. There are also pneumatic impact wrenches on the market which can be set to give a controlled torque, fig. 10. They give an accuracy of ± 20 per cent if the air pressure is kept quite constant; but fluctuations in the air supply can greatly alter the rate of tightening which in turn can result in a wide scatter in the torque.

Calibrated shear links introduced between the tool and the nut socket have been used in high precision work with unskilled labour. The link contains a groove designed to shear at the desired torque load. Such shear links cost about 6 shillings each and their use is expensive; but they can be used more economically in conjunction with a pressure regulator in the air line within 20 feet of the tool. The air pressure is increased slowly from a low reading, the operator waiting after each increase until the tool stalls, until finally the shear link breaks. The regulator is then locked, and provided the air supply is not allowed to drop, any number of bolts can be tightened, the torque remaining constant as the tool stalls.

11. Bolt Loading by Turn of the Nut Method

This method, applicable with hand or power wrenches, involves bedding down the bolts and then tightening them by turning the nuts a precise amount. It is defined as the part-torque part-turn method. The initial tightening, any amount between one quarter and three quarters of the nominal torque that



g. 7.

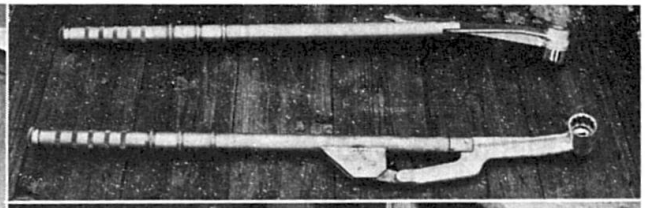
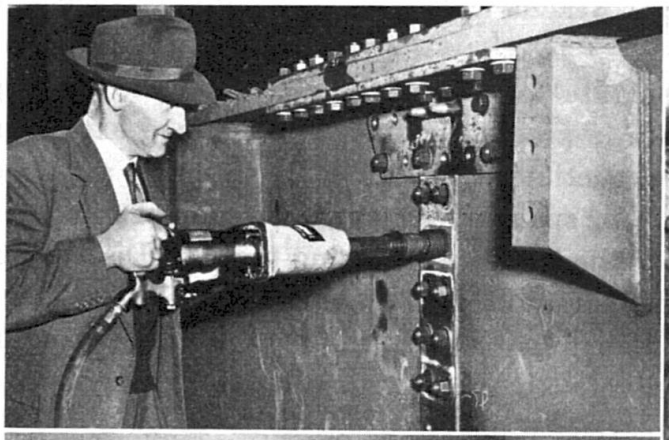


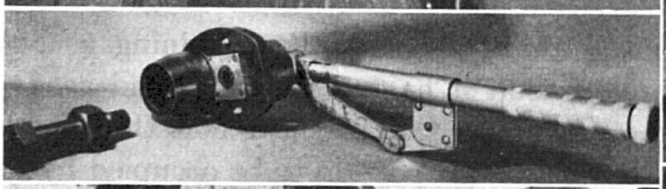
Fig. 8.



Fig. 9.



g. 10.



ig. 11.

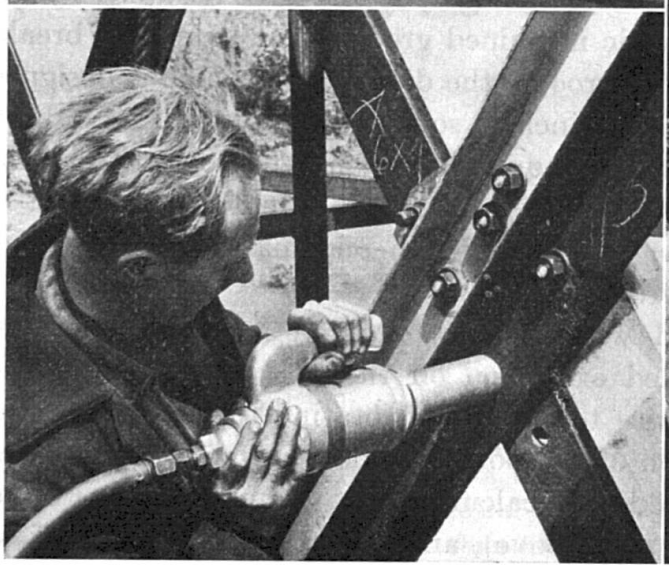


Fig. 13.



Fig. 12.

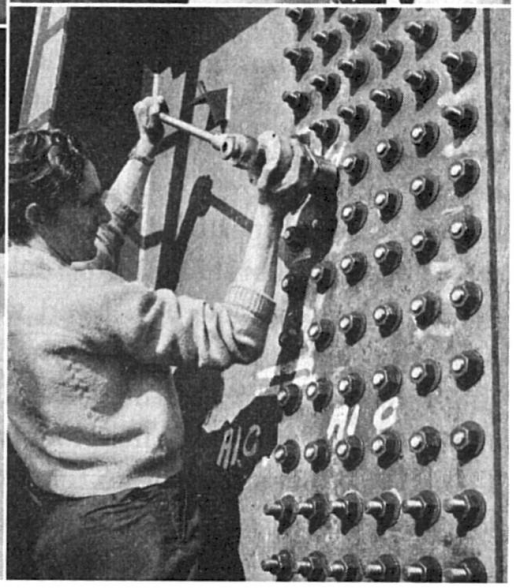


Fig. 1

would be necessary if using the torque coefficient method, is followed by a further turning of the nut by:

$$\text{Degrees of turn} = (180° + x) \times \frac{TPI}{10},$$

where x = a quarter turn for every 6 inches length of bolt,
and TPI = threads per inch.

Thus for bolts with a grip of less than 6 inches, the nut, after an initial half turn, would, after an additional half turn, have been tensioned beyond 90 per cent of the yield.

It is significant that it would have taken at least another $1^1/_2$ turns of the nut to cause the bolt to break. And the effect on the final tightening caused by a variation of as much as between one quarter and three quarters of the initial torquing, makes only 7 per cent difference in the final tensioning.

12. Self-Reactor Bolts

To overcome the need for separate torque reaction fittings, the prolong bolt has been introduced, fig. 11. The prolong bolt with its splined extension overcomes the need for a separate reaction fitting. It is tightened by a special torque-multiplying and torque-limiting spanner, a remarkably compact machine which fits over the spline and holds the bolt while turning the nut. Disadvantages are the increased length of the bolt and the increased depth of the spanner making it difficult to apply in confined spaces, and the liability to damage of the spline when the bolts are delivered bagged; and, of course, the prolong bolt costs more than a plain high-strength bolt.

A more advanced development is the Torshear bolt combining a shear link in the bolt itself. Like the prolong bolt it has an extension and needs a special wrench to tighten it. The extension of the Torshear bolt threaded in the normal way is separated from that threaded portion to be occupied by the nut after tensioning, by a concentric machined groove. The extension breaks off through failure in torsion at the groove, the diameter of which is designed (and made to an accuracy of ± 0.002 inches) so that the bolt will have been loaded to within ± 10 per cent of the required tension. The cost of Torshear bolts is only 20 per cent more than that of a plain high-strength bolt. Figs. 12 and 13 show Torshear bolts being tightened with pneumatic wrenches, and fig. 14 shows the use of a hand wrench.

Torshear bolts are tightened with special patented torshear wrenches. These wrenches grip the threaded extension on the bolt with a 4-toothed chuck, and apply an anti-clockwise torque while rotating the nut clockwise. The torque between the extension of the bolt and the nut increases until the torsional stress on the bolt exceeds the calculated maximum torsional shear strength at the reduced area (at the groove), and the extension twists off, so

preventing any further tightening of the nut. Reversal of the wrench causes the tool to eject the sheared end of the bolt extension. The action of the wrench is smooth and in the case of the pneumatic wrench it is a continuous and deliberate motion, and the final bolt loading is wholly independent of the pressure in the air line (so long as it is sufficient to work the tool, no matter how slowly) or the capacity of the air compressor. Thus the Torshear technique is one that can be relied upon with an unskilled operator to give the correct bolt loading so long as the groove has been machined to the correct torsional strength and the quality of the steel of the bolt is consistent. Advantages of Torshear are that the head of the bolt does not have to be held in any stage of the tightening, and visual inspection of the ends of the bolts is all that is needed to see whether all the bolts in a group have been properly tensioned. It should, of course, be noted that the plies must be properly in contact and all the bolts in a large group fully bedded down before commencing to shear off any of the extensions. This is, of course, a condition which applies to any bolting technique whether shear links are used or not. The need for observing this technique was demonstrated when tightening a large group of Torshear bolts in the flange and web joints of a plate girder. Two groups of bolts (25 in each) were tested in the web splice. The thickness of the web was $^3/_4$ inch, and

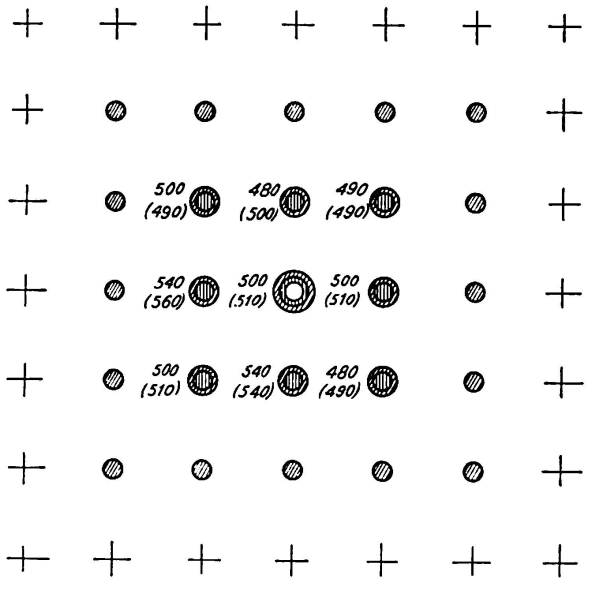


Fig. 15. All Bolts Pre-Tightened to Approximately 200 lbs ft.

Phase 1. O Central bolt tightened to 500 lbs ft.
Phase 2. ◍ Inner ring of 8 No. bolts tightened and central bolt checked. Values shown thus 543.
Phase 3. ◍ Outer ring of 16 No. bolts tightened, inner ring and central bolt checked. Values shown thus (543).

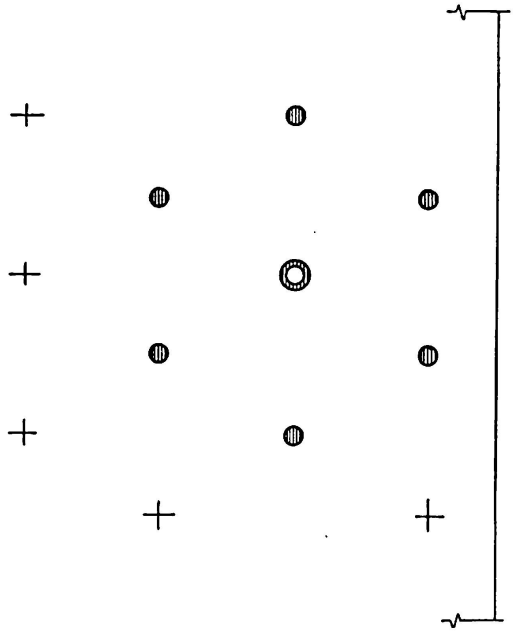


Fig. 16. Bolts *Not* Pre-Tightened.

Torque in central bolt: after initial tightened 520 lbs ft.; after adjacent bolts tightened 210 lbs ft.

the two covers were $^5/_8$ inch. The $^7/_8$ inch diameter Torshear bolts were initially torqued to 200 lbs. ft. They were then torsheared commencing with the middle bolt and working round the next innermost bolts, and finally the outer "ring". Subsequent checking with a torque-measuring spanner gave the results shown in the accompanying figs. 15. In the girder flange joint where the thickness of the plies was $1^1/_2$ inch, $1^3/_4$ inch and 2 inch, four groups of $^7/_8$ inch diameter Torshear bolts (7 in each) were similarly tested but with the nuts only finger tight before torshearing. In these cases very serious slackening of the central bolts occurred after the surrounding bolts had been tightened, vide fig. 16.

13. Experience in Bridgework

The first instance of the use of high-strength bolts in bridgework on British Railways was in the joints between cross girders and the sloping flanges of tee-shaped stiffeners on the main girders of half-through type spans described in Discussion III 2, page 391 of the Final Report on the Fifth Congress of the IABSE, Lisbon 1956. It was for tightening these bolts in the somewhat confined space that the special torque-multiplying spanner, fig. 9 was designed. Here the high-strength bolts were used not in friction grip joints but in direct tension. So successful did they prove that their use was extended to all fasteners in site joints, whether in direct tension or in shear, for new bridges and for

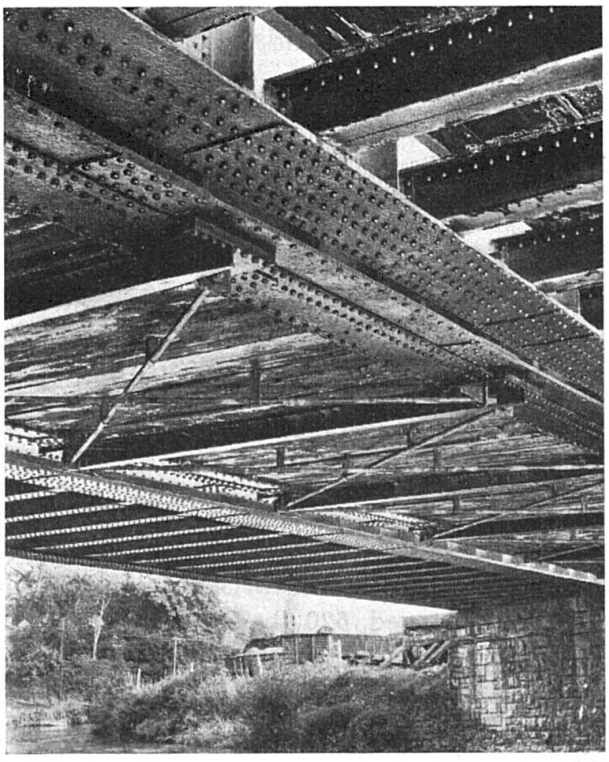


Fig. 17.

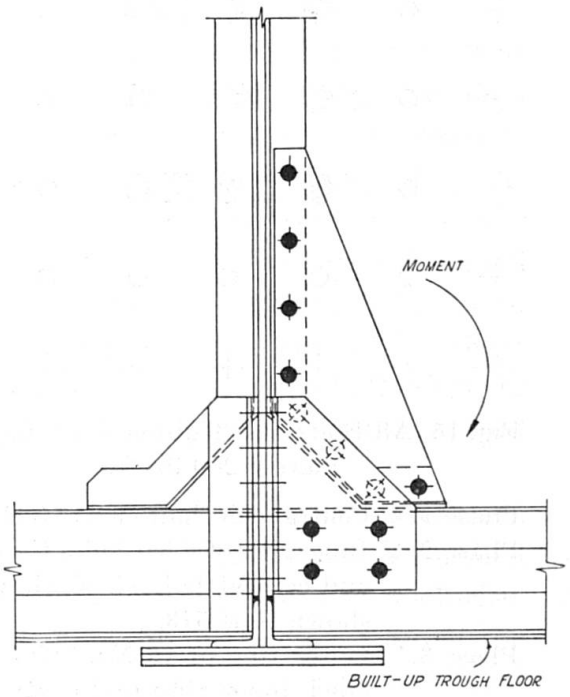


Fig. 18. Centre Main Girder.

the repair of old ones. The first use of high-strength bolts as shear connectors was in the joints between newly-fitted lateral bracings between the bottom flanges of the main girders of an 80-ft. wrought iron plate girder span carrying a busy single track on a main line, see photo of lateral bracings on span over Fowey River, fig. 17. This bridge, in service since 1858 consists of two hog-backed plate girders with a decking of transverse timbers resting on the bottom flanges, and a few iron ties to hold the girders in against the ends of the decking. The addition of the lateral bracing greatly improved the behaviour of the bridge under fast traffic, lateral oscillation at the centre being reduced from $^3/_4$ inch to less than $^1/_8$ inch. The bolts, $^7/_8$ inch diameter in $^{15}/_{16}$ inch holes, were based on the American ASTM A-325 specification, and were tightened to a torque between 400 and 450 lbs. ft. to give a gripping tension of 14.4 tons. For design purposes the shear-transfer properties of these bolts were assumed to be the same as for hot-driven mild steel rivets. Case-hardened washers were provided under the machined surfaces of the head of the bolt and the nut. The bolts were tightened by hand in the first place with ordinary spanners and finally with a 42-inch long Delapena Torquometer spanner fitted with a dial gauge measuring up to 600 lb. ft. Subsequent checking with a torque-limiting spanner five years after the fitting of the laterals confirmed the claim that these high-strength bolts could be relied upon to stay tight under vibratory loading.

A typical use of high-strength bolts in the repair of existing bridges has been the substitution of these bolts in the place of rivets (which had perpetually worked loose in the past) in the connections between the transverse trough flooring and the main girders of a double track three-girder half-through type bridge. This particular bridge, see figs. 18 and 19 carries very fast traffic on a main line and the connections are subject to severe shock loads. The

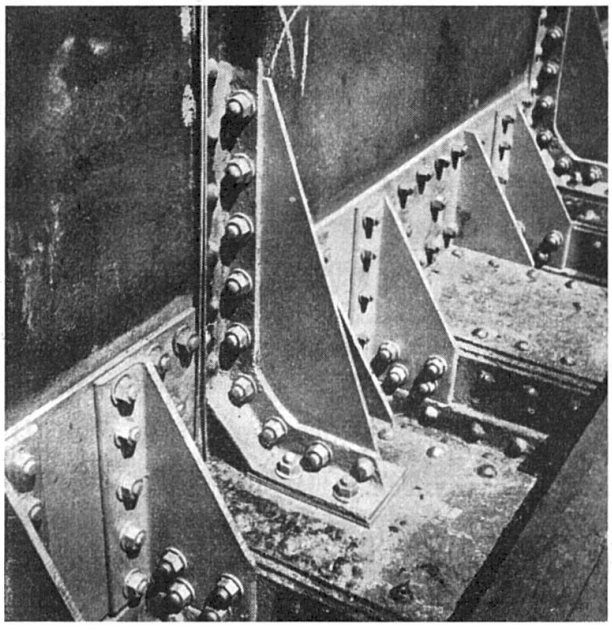


Fig. 19.

bolts used were $^{7}/_{8}$ inch diameter and they were in direct substitution for the $^{7}/_{8}$ inch rivets in $^{15}/_{16}$ inch holes. Examination, $3\,^{1}/_{2}$ years after fitting the bolts, showed that these bolts have retained their original tensions.

14. Web and Flange Joints in Continuous Girders

Mention has already been made of the use of Torshear bolts in the web and flange site joints of some 200-ft. long plate girders continuous over two openings. Ordinary high-strength bolts were used in 170-ft. long plate girders continuous over three openings across the River Vyrnwy near Llanymynech. There were two site joints in each of these girders and they had to be bolted up while the parts were held in mid-air by cranes. The correct alignment was ensured by the use of black bolts in combination with close-tolerance parallel shank drifts. The accompanying fig. 20 shows the arrangement and the order for the removal of the black bolts and the substitution of the permanent high-strength bolts, and fig. 21 is a site photograph of the joint. The high-strength bolts were tightened with torque-limiting pneumatic impact tools. In spite

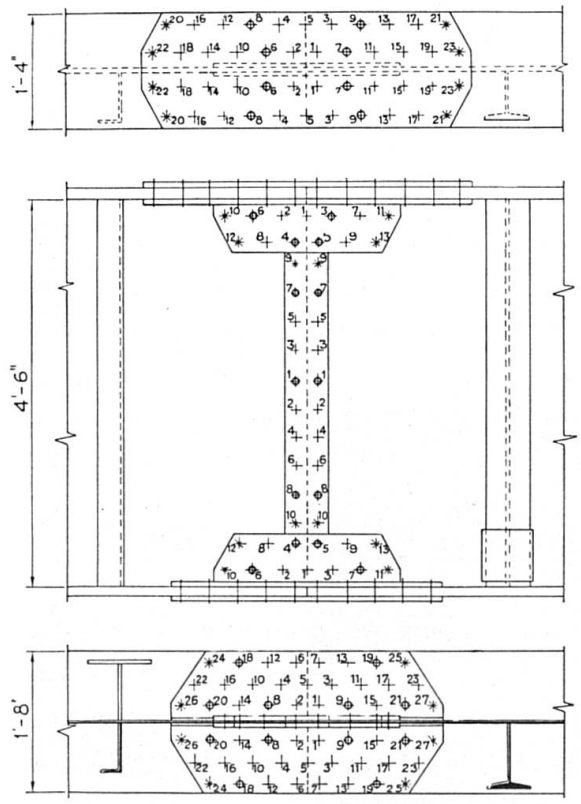


Fig. 20. Main Girder Joints in River Vyrnwy Bridge Near Llanymynech.

1. Drifts *. 2. H. S. service bolts ⊕ (not fully tightened). 3. All H. S. bolts tightened to 390 lb. ft. torque in numbered order.

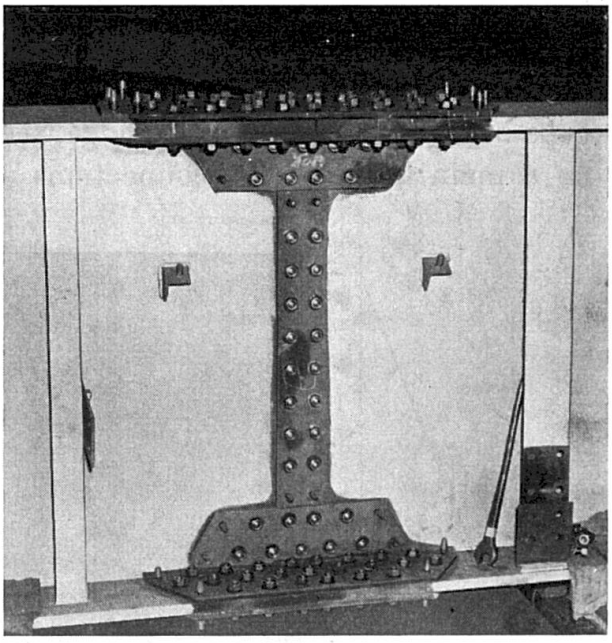


Fig. 21.

of the use of a special light-weight hose near, these machines, weighing $31^1/_2$ lbs. apiece, proved cumbersome and heavy to operate, and the results were not as reliable as those obtained when Torshear bolts were used.

15. High-Strength Bolting in the Future

The trend of constructional girder bridging like other classes of structural building is towards a maximum amount of prefabrication by electric arc welding in the shops, followed by high-strength bolting together on site. And it is for this function that the high-strength bolt serves as the ideal complement to the welding in the shops; it needs but little skill to ensure correct tightening on site where time and supervision are so often at a premium.

16. Acknowledgments

The Author is grateful to Mr. M. G. R. SMITH, M.B.E., Chief Civil Engineer, Western Region, British Railways, for permission to contribute this Paper to the Sixth Congress of the IABSE. He thanks Mr. T. BALDWIN, Superintendent of the Engineering Division of the Research Department of the British Transport Commission, Messrs. A. P. Newall Ltd. of Glasgow for permission to reproduce the results of laboratory tests and Mr. F. M. EASTON for allowing the reproduction of figs. 1 and 4. He is especially grateful to Mr. C. S. GREED and those other members of the Steelwork Office at Paddington for their patient help and advice in the preparation of the Paper.

Summary

The Paper describes the use of high strength bolts in large clearance holes for permanent shear connectors fastening together on site the prefabricated parts of girder bridges on British Railways.

Comparison is made between the high strength bolt (45 tsi ultimate) and the higher strength bolts (65 tsi ultimate) and attention is drawn to the potential advantages of the latter.

Torque limiting and torque multiplying spanners are used for tightening high strength bolts by hand; and reference is made to the use of pneumatic impact wrenches and of special spanners.

Surface preparation of the plies is specified to ensure the maximum possible limiting friction between the parts fastened together. The torque-tension ratio is given for various threads and conditions of lubrication; and the proportions of work done in overcoming nut/washer-face friction, screw thread friction, and the residue available for tensioning the bolt, are shown.

The advantages of the high strength bolt compared with riveting are summarized in favour of the former.

Résumé

L'auteur expose les conditions d'emploi des boulons précontraints, dans des trous de grand diamètre, pour la réalisation des joints de friction établis sur le chantier entre pièces préfabriquées des ponts à poutres des Chemins de Fer Britanniques.

Il compare les boulons à haute résistance ayant une tension de rupture de 70 kg/mm^2 avec ceux de 100 kg/mm^2 et attire particulièrement l'attention sur les avantages que l'on peut tirer de ces derniers.

Pour le serrage des boulons à la main, on emploie des clés à couple à déclenchement automatique, ainsi que des clés à réduction de couple. L'emploi des clés pneumatiques et des clés spéciales est également exposé.

Le mode de préparation des surfaces des joints est prescrit, afin d'obtenir le plus grand frottement possible entre les pièces de l'assemblage. Le rapport entre le couple et la tension des boulons est indiqué pour différents filetages et diverses conditions de lubrification. La répartition du couple mis en jeu au cours du serrage d'un boulon entre le frottement entre écrou et rondelle et le frottement sur les filets est indiquée, ainsi que le couple résiduel correspondant à la précontrainte. Les avantages des boulons précontraints sont comparés avec ceux des rivets, qu'ils surclassent.

Zusammenfassung

Die Arbeit beschreibt die Verwendung von vorgespannten Schrauben in Löchern mit großem Durchmesser für auf der Baustelle hergestellte Reibungsstöße zwischen den vorfabrizierten Teilen von Balkenbrücken der British Railways.

Es werden die hochfesten Schrauben von 45 tsi Bruchspannung mit denen von 65 tsi verglichen. Besondere Aufmerksamkeit wird den möglichen Vorteilen der letzteren gewidmet.

Zum Anziehen der Schrauben von Hand werden automatisch ausschaltende Drehmomentenschlüssel sowie solche mit einer Momentenübersetzung gebraucht. Die Verwendung von Druckluft- und von Spezialschlüsseln wird ebenfalls beschrieben.

Zwischen den Bearbeitungsarten der Stoßflächen wird unterschieden, damit die maximal mögliche Reibung zwischen den vereinigten Teilen erkannt werden kann. Das Verhältnis zwischen Drehmoment und Schraubenspannung wird für verschiedene Gewinde und Schmierbedingungen angegeben. Die Verteilung der beim Anziehen der Schraube aufgewendeten Arbeit auf die Reibung zwischen Mutter und Unterlagsscheibe und auf die Gewindereibung sowie der für die Schraubenvorspannung bleibende Rest werden gezeigt.

Die Vorteile der vorgespannten Schrauben werden mit denen der Nietung verglichen und zu Gunsten der ersteren zusammengefaßt.

IIb2

Betrachtungen über die Verwendung hochzugfester Schrauben bei Stahlträger-Verbundkonstruktionen

Considerations on the Use of High-Tensile Bolts in Composite Concrete and Steel Girder Structures

Considérations sur l'emploi des boulons à haute résistance à la traction dans les ouvrages mixtes en béton avec poutres en acier

KONRAD SATTLER
Prof. Dr. techn. h.c. Dr.-Ing., Technische Universität Berlin

Die übliche Verbindung von Betonplatte und Stahlträger mittels Dübel bedingt oft gerade mit Rücksicht auf die Ausbildung der Dübel umfangreiche Werkstattarbeiten an sonst ganz einfachen Konstruktionen. Wird jedoch die Betonplatte mittels hochzugfester Schrauben an den Stahlträger angepreßt, so können allein durch die Reibungskräfte beträchtliche Schubkräfte zwischen Beton und Stahl übertragen werden, so daß besondere Dübel unter Umständen ganz entfallen können. Die nachfolgend beschriebenen Versuche bestätigen dies vollauf.

1. Versuche zur Bestimmung des Reibungswertes zwischen Stahl und Beton

Wie Fig. 1 zeigt, wurden mittels einer horizontal angeordneten Presse und Zugankern 2 Stahlplatten gegen den Betonkörper gepreßt. Diese ganze Vorrichtung war in eine 500-t-Presse eingebaut, wobei das Oberhaupt gegen die Stahlplatten und das Unterhaupt gegen das Betonprisma wirken. An 3 Meßuhren zwischen Ober- und Unterhaupt kann der Beginn des Gleitens sofort festgestellt werden. Als Ergebnis erhielt man bei einer Würfelfestigkeit zwischen 500 und 600 kg/cm² und bei Variation des Anpreßdruckes zwischen 25 und 100 kg/cm² einen Reibungsbeiwert μ zwischen den Grenzwerten von 0,60 und 0,45. Hierbei entsprachen kleineren Werten μ höhere Anpreßdrücke

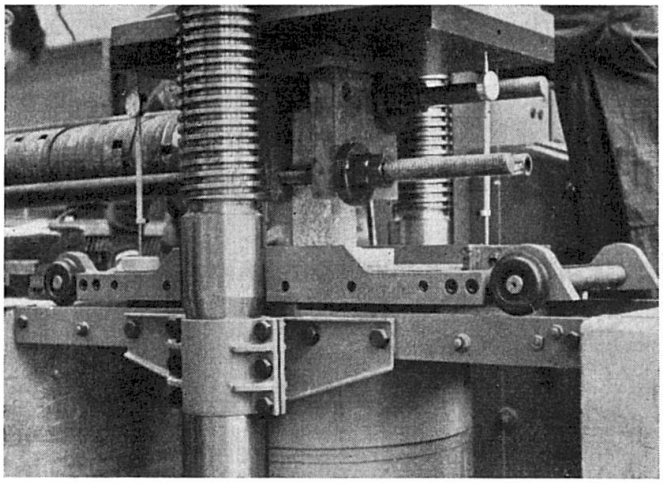


Fig. 1. Versuchsanordnung zur Messung des Reibungswertes zwischen Beton und Stahl.

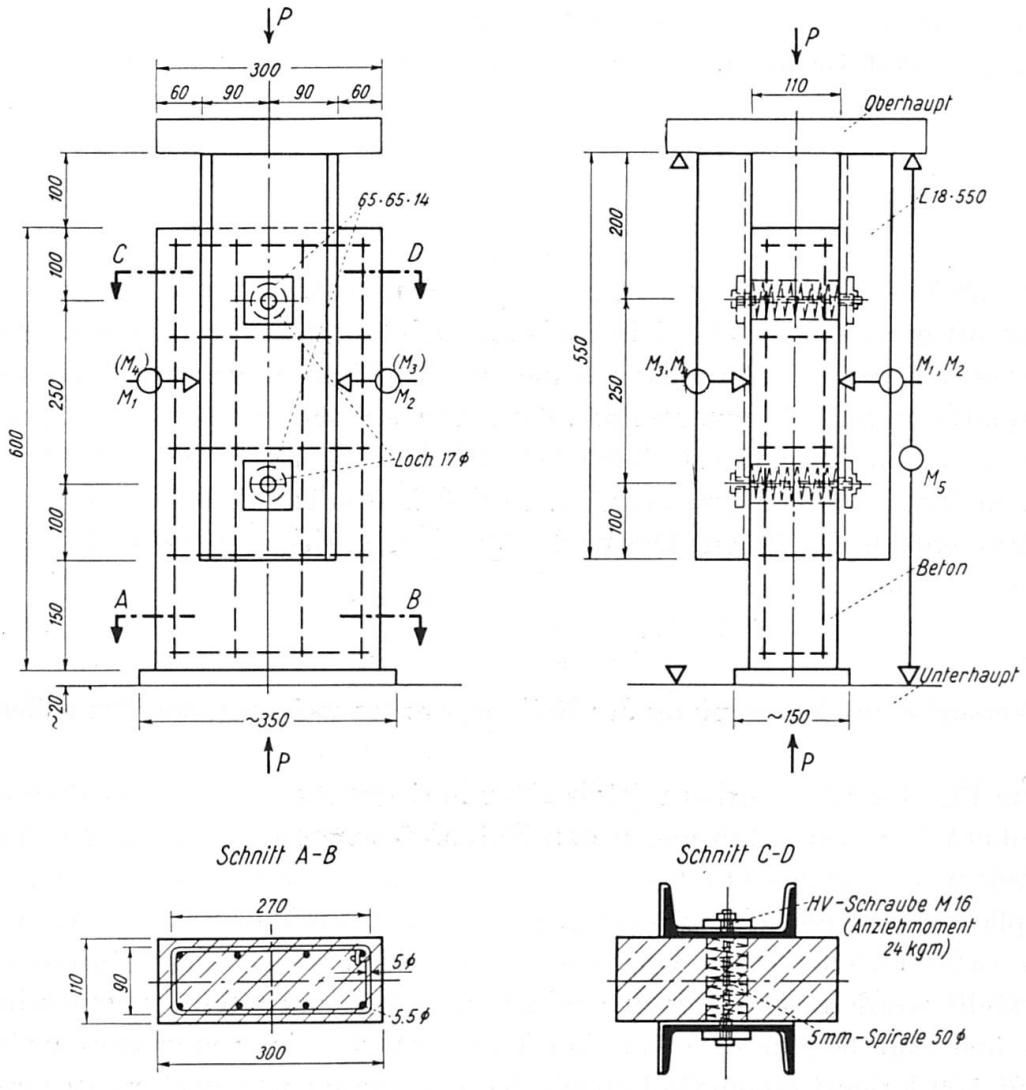


Fig. 2. Prüfkörper mit doppelseitigem Anschluß.

bis etwa 100 kg/cm² und größeren Werten μ kleinere Anpreßdrücke bis etwa 50 kg/cm².

Der Versuch, einen Betonwürfel gleicher Beschaffenheit auf einer schiefen Stahlebene (Trägerflansch) unter seinem Eigengewicht zum Gleiten zu bringen, ergab $\mu = 0{,}55$. Diese Versuche sind als Vorversuche anzusehen, wobei nur etwa die Größenordnung von μ festgestellt werden sollte, und daher wird auf sie nicht näher eingegangen.

2. Versuche zur Bestimmung der Tragkraft eines doppelseitigen symmetrischen Anschlusses von [-Eisen mittels hochzugfester Schrauben an eine Betonplatte Folgerungen

Die Ausbildung des Prüfkörpers ist in Fig. 2 in allen Einzelheiten dargestellt. Wesentlich ist hierbei, daß im Bereich der beiden HV-Schrauben der Beton durch je eine Spirale bewehrt ist. Die beiden [-Eisen in St 37 wurden bereits bei der Herstellung des Betonkörpers, solange dieser noch feucht war, angebracht, damit ein sattes Anliegen auf der gesamten Berührungsfläche

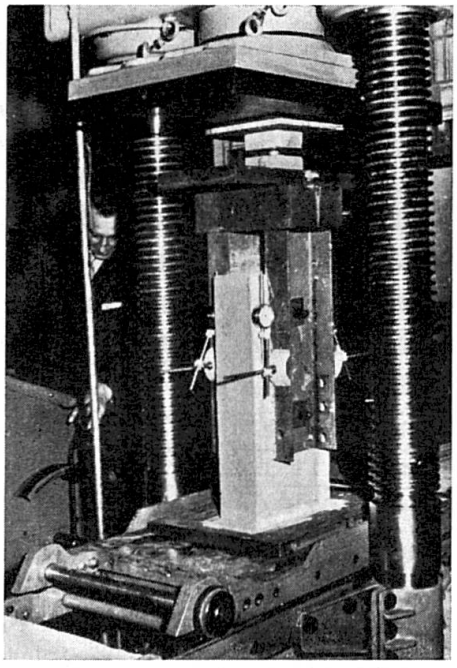


Fig. 3. Prüfkörper in der 500-t-Presse.

gewährleistet war. Die Meßstellen $M\,1$ bis $M\,4$ geben die Verschiebungen zwischen Beton und [-Eisen an, die Meßstelle $M\,5$ die zwischen Ober- und Unterhaupt der 500-t-Presse. Die gesamte Versuchsanordnung ist aus Fig. 3 ersichtlich.

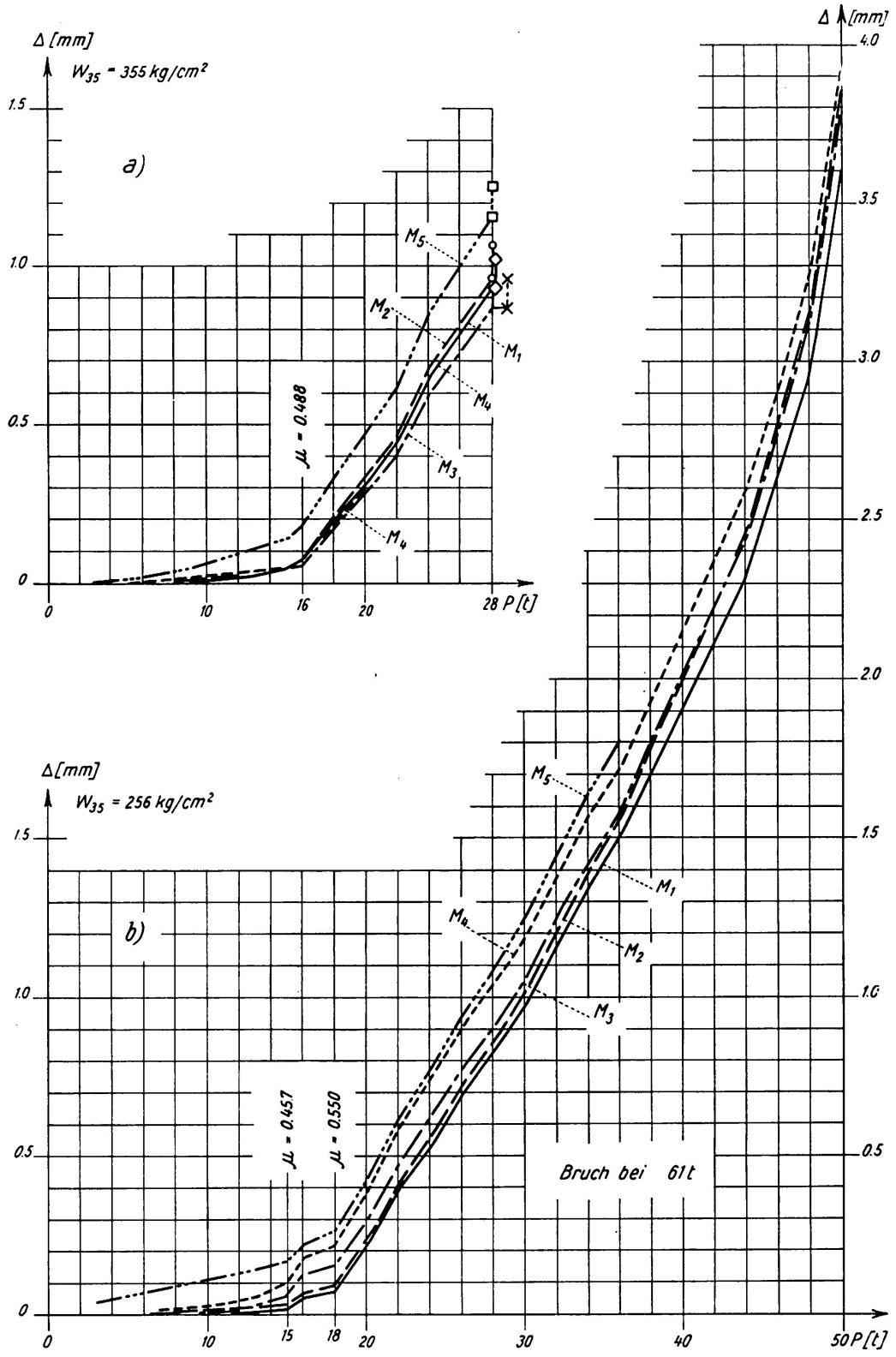


Fig. 4. Verschiebungen zwischen ⊏-Eisen und Beton.

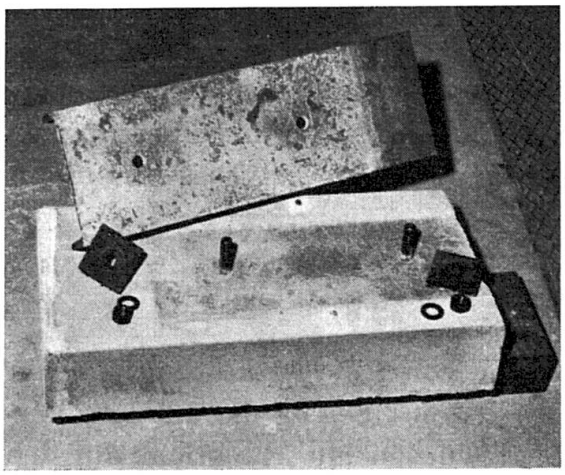


Fig. 5. Prüfkörper nach dem Versuch, [-Eisen gelöst.

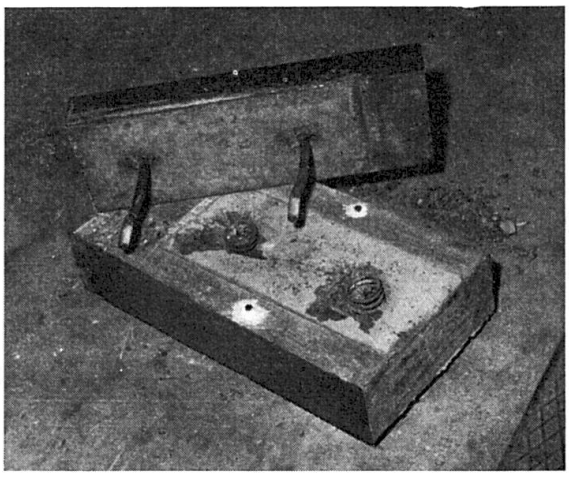


Fig. 6. Prüfkörper nach dem Versuch, [-Eisen gelöst.

Die Bruchfestigkeit der HV-Schrauben $M\,16$ betrug 11,15 t/cm², ihre Brinellhärte 354. Sie wurden mit einem Anziehmoment von 24 kgm angezogen[1]).

Versuch 2a

Die Würfelfestigkeit betrug am Tage des Versuches $W_{35} = 355$ kg/cm². Die gegenseitigen Verschiebungen zwischen Eisen- und Betonkörper sind in Fig. 4a dargestellt. Man erkennt deutlich am Knick der Linien $M\,1$ bis $M\,5$, daß bei $P = 16$ t das erste Gleiten der Verbindung eingetreten ist. Bis dahin betrug die aus rein elastischen Verformungen herrührende mittlere Verschiebung zwischen Beton und [-Eisen nur rund 0,06 mm. Dann wurde die Belastung bis $P = 28$ t gesteigert, darauf wieder entlastet und die Schrauben gelöst. Hierfür waren bei der oberen Schraube 22 kgm, für die untere 18 kgm Anziehmoment erforderlich. Nach dem Entfernen der [-Eisen waren weder im Bereich der Löcher im Beton noch im Stahl Verformungen oder Beschädigungen erkennbar (siehe Fig. 5).

Nimmt man entsprechend den VR, Tafel 5[1]), die zum Anziehmoment $M_a = 24$ kgm zugehörige Vorspannkraft $P_v = 8{,}2$ t an, so ergibt sich für diesen doppelseitigen Anschluß mit 2 Schrauben im Augenblick des ersten Gleitens:

$$P = 4\,\mu\,P_v \quad \text{und daraus}$$

$$\mu = \frac{P}{4\,P_v} = \frac{16}{4 \cdot 8{,}2} = 0{,}488.$$

[1]) Vorläufige Richtlinien für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen (HV-Verbindungen) 1956. Stahlbau-Verlag. Im Rahmen dieser Arbeit mit VR bezeichnet.

Versuch 2b

Mit $W_{35} = 256$ kg/cm² ergaben sich die Verschiebungen gemäß Fig. 4b. Aus Fig. 4b erkennt man, daß, abgesehen von einer ganz geringen Störung bei $P = 15$ t, die Überwindung der Reibung bei 18 t beginnt. Dies entspricht Reibungswerten von

$$\mu = \frac{P}{4P_v} = \frac{15}{32{,}8} = 0{,}457 \quad \text{bzw.} \quad \mu = \frac{18}{32{,}8} = 0{,}550.$$

Wie Fig. 4b zeigt, war aber nach Erreichen von $P = 18$ t die Tragfähigkeit der Konstruktion keineswegs erschöpft. Bei $P = 50$ t betrug die mittlere Verschiebung rund 4 mm. Zu diesem Zeitpunkt wurden mit Rücksicht auf den zu erwartenden Bruch die Meßuhren abgebaut. Bei $P = 61$ t trat dann die Zerstörung der Konstruktion ein. Zum Lösen der oberen Schraube waren 9 kgm, der unteren 10 kgm erforderlich. Die deformierten Teile des Prüfkörpers nach der Zerlegung sind aus Fig. 6 zu ersehen.

Wie weitere Versuche zeigten, ist die große Reserve zwischen dem Beginn des ersten Gleitens und der Bruchlast in der Anordnung der Spiralbewehrung um die Schraubenlöcher herum zu suchen. Ohne Spiralbewehrung sprengt der Schraubenbolzen schon frühzeitig den Beton. Es wurde weiter festgestellt, daß der Stahl satt an den Beton anliegen muß, sollen die oben angegebenen μ-Werte gewährleistet werden.

Folgerungen

Zusammenfassend kann auf Grund dieser Versuche vorgeschlagen werden, für die Gebrauchslasten den Beginn des Gleitens festzulegen. Somit ergibt sich für einen doppelseitigen Anschluß als aufnehmbare zulässige Übertragungskraft:

$$P_{zul} = 2\,\mu\,P_v,$$

wobei P_v entsprechend den VR [1]) gewählt werden kann. Der untere Grenzwert wird für $\mu = 0{,}45$ erhalten. Gegenüber dem Bruchzustand besteht dann noch eine mehrfache Sicherheit. Diesen Anschluß wird man mit Vorteil für Fachwerkverbundkonstruktionen verwenden können, bei denen der frische Beton direkt auf die Stahlteile aufgebracht wird.

3. Versuche mit vollwandigen Verbundkonstruktionen mit HV-Schrauben statt Dübeln

Bei diesen Versuchen war die Betonplatte mit HV-Schrauben *M* 16 an den oberen Flansch des Stahlträgers angeschraubt, der Bohrungen von 17 mm aufwies. Es sollen nur die Meßergebnisse für einen einzigen Verbundträger angegeben werden, da bei den übrigen Trägern ähnliche Ergebnisse vorliegen. Die Ausbildung des Versuchsträgers ist in Fig. 7 dargestellt. Die Bohrungen

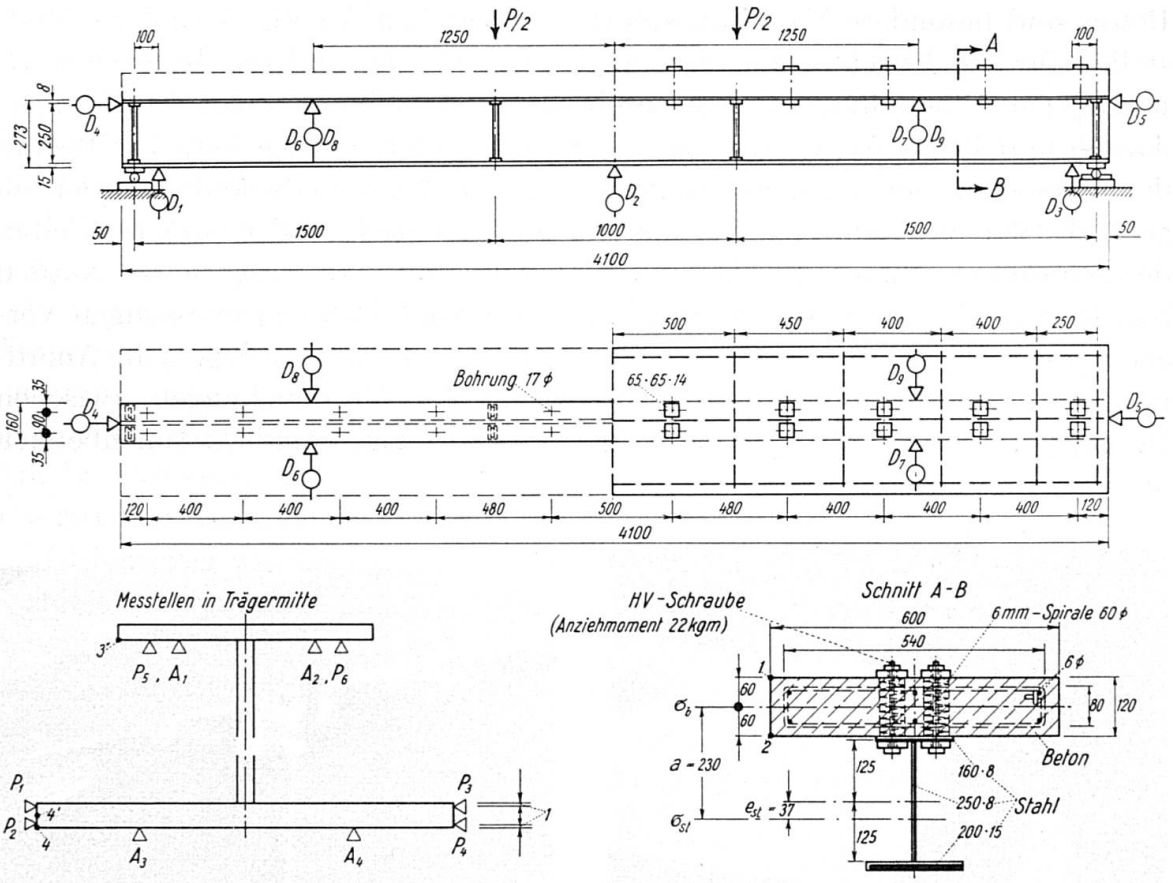


Fig. 7. Versuchsträger mit Angabe der Meßstellen für Durchbiegung und Verschiebungen.

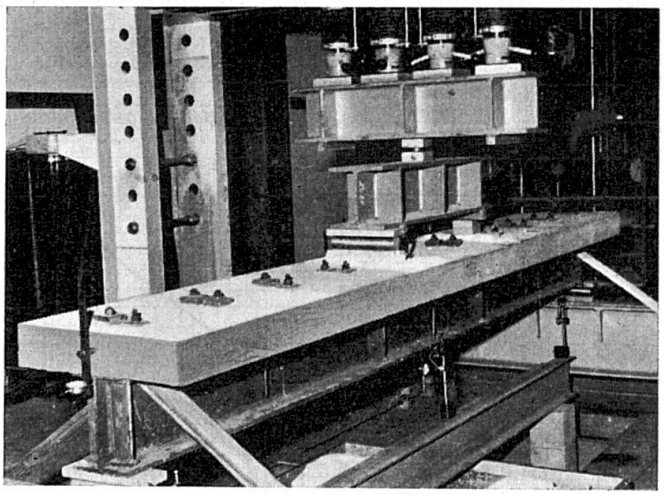


Fig. 8. Gesamte Versuchsanordnung.

in der Betonplatte sind wieder mit Spiralen gesichert. Zwischen den Unterlagscheiben der Schraubenköpfe bzw. Muttern und dem Stahlflansch bzw. Beton sind besondere Verteilungsplatten vorgesehen. In Fig. 7 sind die Meßstellen für die Durchbiegungsmessungen D_1, D_2, D_3 und die Meßstellen D_4 bis D_9 zur Feststellung der gegenseitigen Verschiebungen von Stahlträgerflansch und Betonplatte eingetragen. Die Schrauben wurden kurz vor Beginn des Versuches mit 22 kgm angezogen. Die Schraubenabstände wurden so gewählt, daß die Schraubenverbindung mit Rücksicht auf das erste Gleiten der schwächste Punkt der Konstruktion sein sollte. In Trägermitte wurden im Ober- und Untergurt des Stahlträgers laufend Dehnungsmessungen vorgenommen. Die gesamte Versuchsanordnung ersieht man aus Fig. 8, die Anordnung der Meßeinrichtung zur Feststellung der Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger am Trägerende aus Fig. 9 und im Innenbereich aus Fig. 10.

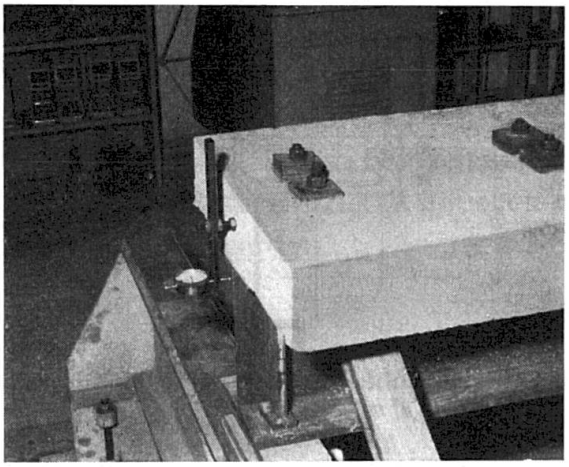


Fig. 9. Meßeinrichtung am Brückenende.

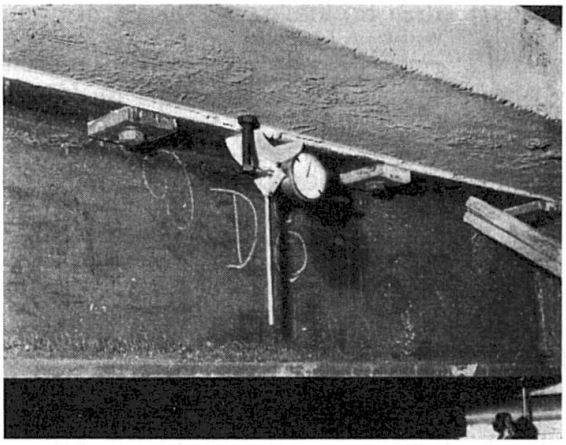


Fig. 10. Meßeinrichtung im Viertelpunkt.

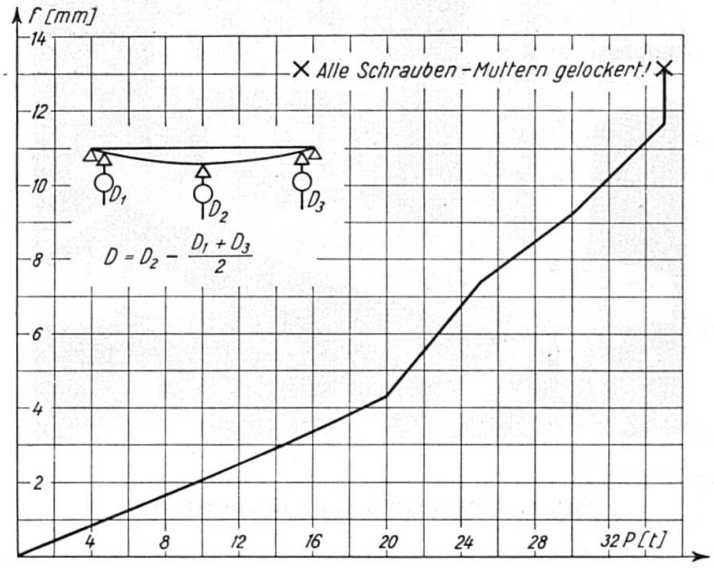


Fig. 11. Durchbiegungen in Trägermitte.

Versuchsergebnisse

Versuch 3a

Die Betonplatte wurde unmittelbar auf den Stahlträger betoniert. Die Würfelfestigkeit betrug $W_{63} = 468$ kg/cm². Die Gesamtbelastung P wurde innerhalb von 2 Stunden langsam auf den maximalen Wert von 35 t gesteigert, und dann wurde wieder ganz entlastet. Bei 21,6 t war ein erstes Krachen, bedingt durch ein geringes örtliches Gleiten der Betonplatte auf dem Stahlträger, zu hören. Aus Fig. 11, in der die gemessenen Durchbiegungen in Trägermitte dargestellt sind, ist zu ersehen, daß die erste Abweichung vom linearen Anstieg bei $P = 20$ t aufgetreten ist. Besonders deutlich wird dieses plötzlich beginnende Gleiten aus Fig. 12. Aus dieser kann entnommen werden, daß bei der einen Trägerhälfte (Meßstellen D_5, D_7, D_9) das erste Gleiten bei $P = 20$ t, bei der anderen (D_4, D_6, D_8) dieses erst bei $P = 25$ t begann.

Gleichzeitig wurden in Trägermitte die Spannungen an den Flanschen des Stahlträgers gemessen. Fig. 13 gibt die Spannungen auf Grund der Dehnungsmessungen P_1 bis P_6 mittels des Pfender-Meßgerätes und A_1 bis A_4 mittels Askania-Setzdehnungsmesser bei 100 mm Meßlänge an. Letztere konnten wegen ihrer großen Empfindlichkeit nach dem ersten Gleiten nicht mehr verwendet werden, da die plötzlichen Gleitungen hier zu Störungen führten. Die

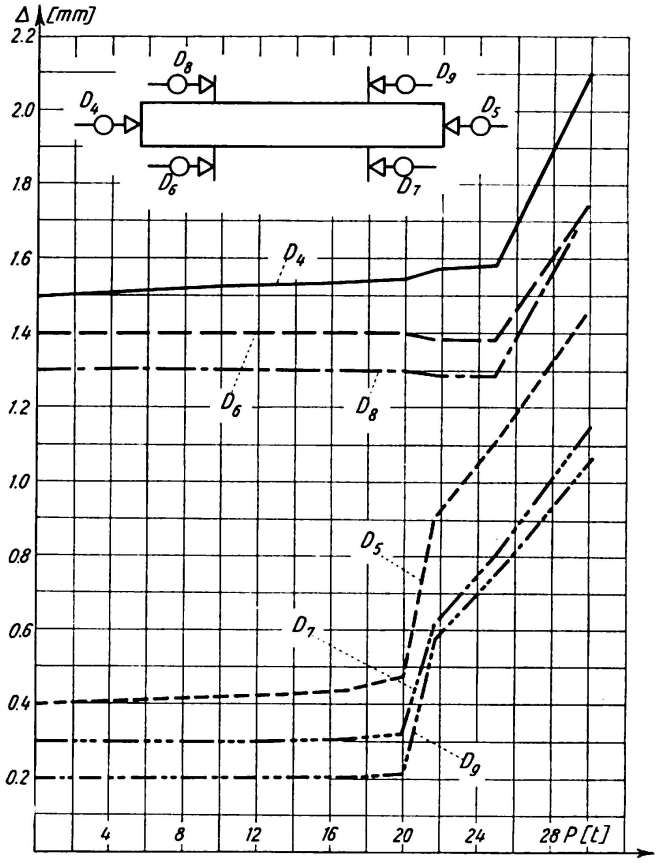


Fig. 12. Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger.

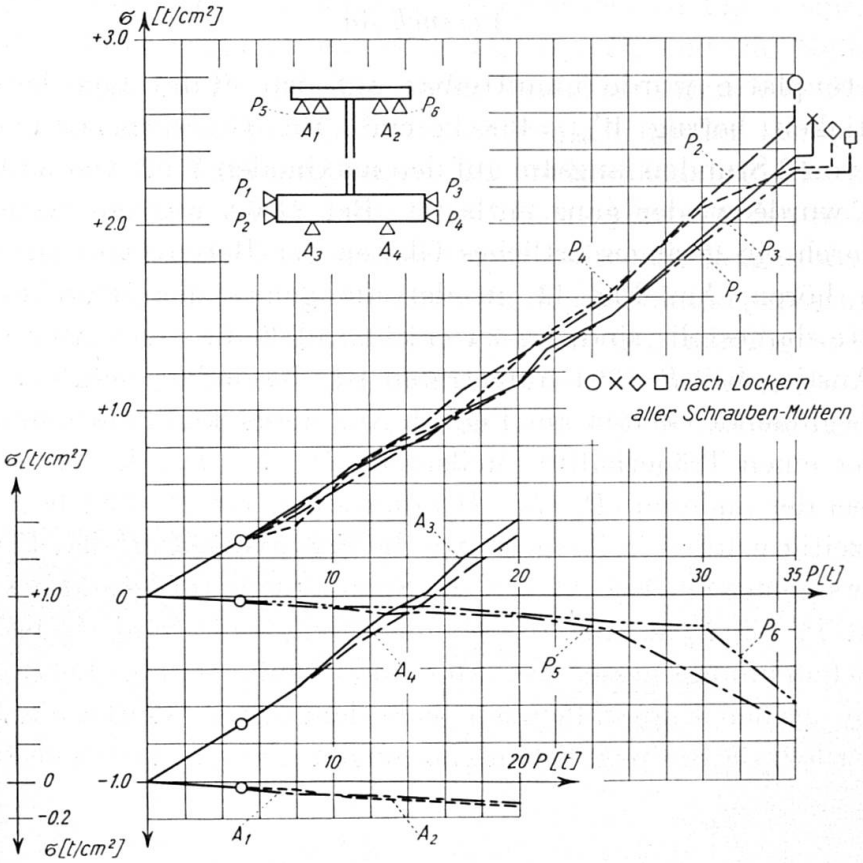


Fig. 13. Spannungen in Trägermitte.

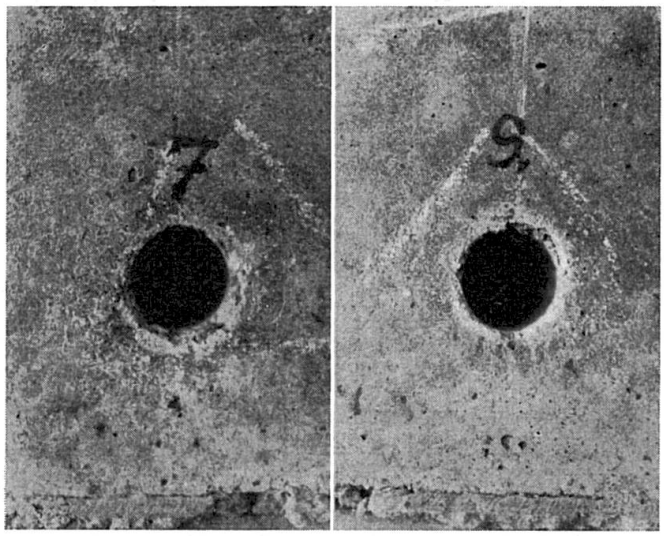


Fig. 14. Löcher im Beton nach der Belastung bis $P = 35$ t.

Pfendermessungen konnten demgegenüber bis zum Schluß durchgeführt werden. Bei $P = 35\,\mathrm{t}$ wurden die Muttern der Schrauben gelöst, so daß keinerlei Anpreßdruck zwischen Betonplatte und Stahlträger mehr vorhanden war. Aus den dabei entstehenden Spannungsänderungen ersieht man, daß bis zum Schluß Reibungskräfte übertragen wurden. Nach dem Abheben der Betonplatte und Entfernen der Schrauben ergab sich, daß weder die Schrauben noch die Löcher im Stahlflansch irgenwelche Verformungen erkennen ließen. Auch die Löcher in der Betonplatte waren in einem ausgezeichneten Zustande, wie Fig. 14 erkennen läßt. Daraus folgt, daß die Tragfähigkeit der Verbindung noch lange nicht erschöpft war. Die Belastung wurde nicht über $P = 35\,\mathrm{t}$ gesteigert, da einerseits der maximale Druck der Presse mit $P = 40\,\mathrm{t}$ begrenzt war und andererseits die gesuchten Ergebnisse klar erkennbar waren.

Versuch 3b

Von besonderer Bedeutung ist nachfolgender Versuch. Etwa 1 Jahr nach dem ersten Versuch wurde die gleiche Betonplatte wieder auf den gleichen Stahlträger aufgebracht, bei dem die Bohrungen auf 20 mm aufgerieben

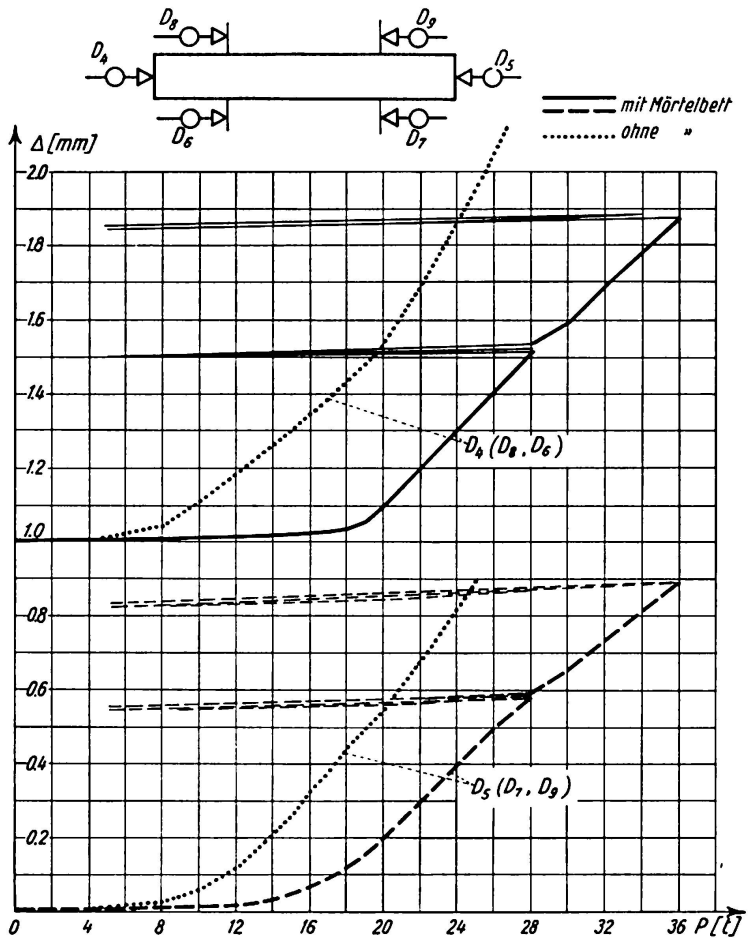


Fig. 15. Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger ohne und mit Mörtelzwischenlage.

wurden. Der einzige Unterschied bestand darin, daß die Betonplatte um 180° horizontal gedreht wurde. Kleine Änderungen in den Auflagerbedingungen der Betonplatte am Stahlträger hatten zur Folge, daß beim Anziehen der Schrauben verschiedentlich Risse in der Betonplatte auftraten. Wie man aus den Verschiebungen der Meßstellen D_4 und D_5, die in Fig. 15 eingetragen sind, entnehmen kann, begann ein Gleiten der Betonplatte in diesem Falle bereits bei $P = 5$ t. Bei weiterer Belastungssteigerung bis 28 t nahmen die Verschiebungen kontinuierlich zu.

Die schon so frühzeitig eintretenden Verschiebungen zwischen Betonplatte und Stahlträger dürften darin begründet sein, daß infolge unregelmäßigen Aufliegens der Betonplatte an diesen Lagerstellen die Druckkräfte aus den Schraubenanzugsmomenten örtlich übertragen wurden, wodurch winzige örtliche Verformungen eintraten.

Versuch 3c

Der Verbundträger des Versuches 3b wurde wieder ausgebaut und mit der Betonplatte nach unten gelagert. Nach Abheben des Stahlträgers wurden Schaumgummiringe von 1 cm Dicke und 0,5 cm Wandstärke um die Schraubenbolzen gelegt, um die Löcher in dem Stahlflansch zu dichten. Anschließend wurde ein Mörtelbett zwischen Betonplatte und Stahlträger aufgebracht, und bei noch feuchtem Mörtel wurden die Schrauben etwas angezogen. Die Dicke des Mörtelbettes schwankte zwischen 5 und 8 mm. Es wurde Mörtel III nach DIN 1053 verwendet. (Mischung 1 : 4, W/Z = 1,06, m = 4,33; Z = 377 kg/m³; EPZ 375, Sand = 1,0 mm.) Nach 8 Tagen Erhärtungsdauer wurde der Belastungsversuch erneut unter denselben Bedingungen wie früher durchgeführt. Man sieht aus Fig. 15, daß auf der Trägerseite mit der Meßstelle D_5 nun erst bei rund 14 t die ersten merkbaren Verschiebungen auftraten; auf der entgegengesetzten Seite erst bei 18 t. Spannungen und Durchbiegungen entsprachen den Verhältnissen, wie sie in den Fig. 11 und 13 dargestellt sind. Die Belastung wurde bis auf 36 t gesteigert, ohne daß Schäden in der Konstruktion zu erkennen waren. Verschiedentlich wurden Entlastungen bis auf eine untere Grenze von $P = 5$ t durchgeführt, wobei bei Entlastung und Wiederbelastung bis zur ursprünglichen Größe keinerlei plastische Verschiebungen eintraten, wie dies ebenfalls aus Fig. 15 deutlich erkennbar ist. Nach Ausbau des Stahlträgers wurde an der Berührungsfläche zwischen Stahlträger und Betonplatte teilweise eine feinste Sandschicht festgestellt. Da die einzelnen Sandkörner nicht abgeschert waren, kann das Entstehen dieser feinen Sandschicht in einer Entmischung ihre Ursache haben, die an der Berührungsfläche zwischen Mörtelschicht und Stahlträger beim Festklopfen des Stahlträgers aufgetreten sein kann. An dieser Berührungsfläche, die ein vollkommen gleichmäßiges Aussehen hatte, waren verschiedentlich kleine Hohlräume, bedingt durch Wasser- oder Luftblasen, zu sehen.

Bei diesem Versuch war einerseits zwischen Schraubenbolzen und Flanschlöchern überall ein Spiel vorhanden, andererseits waren zusätzlich die Schaumgummiringe eingebaut. Das erste Gleiten kann hier tatsächlich nur nach Überwindung der Haftspannungen und der Reibungskräfte eingetreten sein.

Versuch 3d

Bei den übrigen Trägerversuchen wurden zum Teil die Stahlträgerabmessungen und die Schraubenentfernungen geändert. Die Betonplatten waren direkt auf den Stahlträgern betoniert worden. Weiter wurden z. B. die Bohrungen im Stahlflansch zum Teil von 17 auf 20 mm aufgerieben, ohne daß sich Änderungen für das erste Gleiten ergaben, ein deutlicher Beweis, daß bis zu diesem Augenblick alle Schubkräfte nur durch Haftung und Reibung übertragen wurden. Weiter wurden zum Teil vorgefertigte Betondübel mit Schraubenlöchern vor dem Betonieren der Betonplatte eingesetzt, ohne wesentliche Änderungen in den Auswirkungen zu ergeben. Dies hat für Ausführungsfälle zur Folge, daß solche Dübel im erhärteten, gegebenenfalls bereits vorgedrückten Zustand eingebaut werden können, wodurch Kriechverluste klein gehalten werden können. Zum Teil wurden bei den Schrauben die Muttern einzeln gelockert, wodurch der Einfluß der Reibung der einzelnen Schrauben deutlich sichtbar wurde.

Auswertung der Versuche

Unter Zugrundelegung der Bezeichnungen und Formeln [. . .] nach «Theorie der Verbundkonstruktionen»[2]), den Querschnittsabmessungen und der Belastungsanordnung nach Fig. 7 sowie unter der Annahme eines Moduls $E_b = 300\,000$ kg/cm² ergeben sich die nachfolgenden Werte.

Stahlträger:

$$F_{st} = 62{,}80 \text{ cm}^2; \qquad J_{st} = 7585{,}0 \text{ cm}^4; \qquad e_{st} = 3{,}70 \text{ cm}.$$

$$^{st}W_4 = 736 \text{ cm}^3; \qquad ^{st}W_4' = 794 \text{ cm}^3; \qquad ^{st}W_3'' = 468 \text{ cm}^3.$$

Betonplatte:

$$F_b = 720 \text{ cm}^2; \qquad J_b = 8640 \text{ cm}^4; \qquad n_b = 7{,}0;$$

damit wird nach [D, 1]:

$$F_{b,r} = 102{,}9 \text{ cm}^2; \qquad J_{b,r} = 1234{,}3 \text{ cm}^4; \qquad ^bW_1 = {}^bW_2 = 1440 \text{ cm}^3.$$

---

[2]) SATTLER, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen, 2. Aufl., Berlin 1959. Ernst & Sohn.

Verbundträger. Nach [*D* 29] wird:

$$F_i = 102{,}9 + 62{,}8 = 165{,}7 \text{ cm}^2; \quad a = 6{,}0 + 0{,}8 + 12{,}5 + 3{,}7 = 23{,}0 \text{ cm};$$

$$a_b = \frac{23{,}0 \cdot 62{,}8}{165{,}7} = 8{,}72 \text{ cm}; \qquad a_{st} = 23{,}0 - 8{,}72 = 14{,}28 \text{ cm};$$

$$S_i = \frac{23{,}0 \cdot 62{,}8 \cdot 102{,}9}{165{,}7} = 896{,}8 \text{ cm}^3;$$

$$J_i = 1234{,}3 + 7585{,}0 + 23{,}0 \cdot 896{,}8 = 29446{,}4 \text{ cm}^4.$$

Nach [*D* 30] wird:

$$\alpha_{st} = \frac{62{,}8 \cdot 7585{,}0}{165{,}7 \cdot 29446{,}4} = 0{,}09765.$$

Durchbiegung in Trägermitte

Für die Gesamtbelastung P in t (je $0{,}5\,P$ in $0{,}5\,m$ von Trägermitte nach Fig. 7) ergibt sich die rechnerische Durchbiegung zu

$$\delta_{P;\,0,m} = \frac{1{,}21875\,P}{E_e J_i} = \frac{1{,}21875 \cdot 10^3\,P}{2{,}1 \cdot 10^7 \cdot 29446{,}4 \cdot 10^{-8}} = 0{,}19709\,P \text{ [mm]}.$$

Spannungen in Trägermitte

Für die Gesamtbelastung P wird $M_{P;0} = 1{,}5\,P$ [tm]. Nach [*E* 25] ergeben sich die Verteilungsgrößen zu

$$^{M}N_{P;\,b,0} = \frac{896{,}8 \cdot 10^{-6}}{29446{,}4 \cdot 10^{-8}} M_{P;\,0} = 2{,}284\,P \text{ [t]};$$

$$^{M}N_{P;\,st,0} = +2{,}284\,P \text{ [t]};$$

$$^{M}M_{P;\,b,0} = \frac{1234{,}3}{29446{,}4} M_{P;\,0} = +0{,}031437\,P \text{ [tm]};$$

$$^{M}M_{P;\,st,0} = \frac{7585{,}0}{29446{,}4} M_{P;\,0} = +0{,}1932\,P \text{ [tm]};$$

Damit wird nach [*E* 41]:

$$^{1}\sigma_{P;\,b,0} = -5{,}355\,P \text{ [kg/cm}^2\text{]}; \qquad ^{2}\sigma_{P;\,b,0} = -0{,}99\,P \text{ [kg/cm}^2\text{]};$$

$$^{3''}\sigma_{P;\,st,0} = -0{,}0049\,P \text{ [t/cm}^2\text{]}; \qquad ^{4'}\sigma_{P;\,st,0} = +0{,}0607\,P \text{ [t/cm}^2\text{]};$$

$$^{4}\sigma_{P\cdot\,st,0} = +0{,}0626\,P \text{ [t/cm}^2\text{]}.$$

Versuch 3a

Bis $P = 20$ t war kein Gleiten der Verbindung vorhanden. Die *Durchbiegung* in Brückenmitte beträgt hierfür:

$$\delta_{P;0,m} = 0{,}197 \cdot 20 = 3{,}94 \text{ mm}.$$

Gemessen wurde die Durchbiegung 4,4 mm (siehe Fig. 11). Diese stieg völlig linear mit P an. Die völlige Verbundwirkung ist damit eindeutig bestätigt.

Die rechnerischen *Spannungen* in Trägermitte betragen für $P = 20$ t:

$$\begin{aligned}
&{}^{1}\sigma_{P;b,0} = -107{,}1 \text{ kg/cm}^2; \quad {}^{2}\sigma_{P;b,0} = -19{,}8 \text{ kg/cm}^2;\\
&{}^{3''}\sigma_{P;st,0} = -0{,}098 \text{ t/cm}^2, \quad (-0{,}117 \text{ t/cm}^2), \quad [-0{,}134 \text{ t/cm}^2];\\
&{}^{4'}\sigma_{P;st,0} = +1{,}214 \text{ t/cm}^2, \quad (+1{,}197 \text{ t/cm}^2);\\
&{}^{4}\sigma_{P;st,0} = +1{,}252 \text{ t/cm}^2, \quad [+1{,}377 \text{ t/cm}^2].
\end{aligned}$$

Die ( )-Werte entsprechen den Messungen in den Punkten 3″ und 4′ mit dem Pfender-Meßgerät, die [ ]-Werte für die Punkte 3″ und 4 denen mit den Askania-Dehnungsmessern. Aus Fig. 11 ist ersichtlich, daß auch die Spannungen linear bis $P = 20$ t anwachsen.

Schubkräfte zwischen Betonplatte und Stahlträger: Für das Eigengewicht des Verbundträgers $g = 0{,}24$ t/m ergibt sich in Trägermitte das Moment

$$M_{G;0} = g\frac{4{,}0^2}{8} = 0{,}48 \text{ tm}.$$

Mit der Belastung $P = 20$ t ergibt sich insgesamt das Moment:

$$M_{R;0} = 15{,}0 + 0{,}48 = 15{,}48 \text{ tm}.$$

Damit ergibt sich die zugehörige Betondruckkraft:

$$N_{R;b,0} = {}^{M}N_{P;b,0}\frac{M_{R;0}}{M_{P;0}} = -47{,}1 \text{ t}.$$

Zur Einleitung der Druckkraft $N_{R;b,0}$ sind insgesamt 8 Schrauben vorhanden. Auf eine Schraube entfällt daher im Augenblick des ersten Gleitens die Schubkraft

$$N_{vorh} = \frac{47{,}1}{8{,}0} = 5{,}89 \text{ t}.$$

Nach den VR [1]) entspricht einer Schraube $M\,16$ mit einem Anziehmoment $M_a = 23{,}9$ kgm eine Vorspannkraft $P_v = 8{,}2$ t. Somit kann für das aufgebrachte Moment $M_a = 22$ kgm der Wert $P_v = 8{,}2\frac{22{,}0}{28{,}9} = 7{,}54$ t gewählt werden.

Es ergibt sich somit ein ideeller Reibungswert

$$\mu_{R+S+H} = \frac{5{,}89}{7{,}54} = 0{,}78.$$

Hierbei ist zu beachten, daß einerseits die Schubkraft aus Schwinden und Kriechen und die Schubkraft aus Verkehr in entgegengesetzter Richtung wirken und andererseits Haftspannungen zwischen Beton und Stahl vorhanden sind.

Versuch 3c

Bis $P = 14$ t ist kein Gleiten der Betonplatte vorhanden. Auf eine Schraube entfällt daher die Schubkraft

$$N_{vorh} \approx 5{,}89 \frac{14}{20} = 4{,}12 \text{ t}.$$

Dieser Kraft entspricht ein ideeller Reibungswert

$$\mu_{R+H} = \frac{4{,}12}{7{,}54} = 0{,}55.$$

Bis 14 t wachsen die Durchbiegung und die Spannungen in Brückenmitte wieder linear. Die diesbezüglichen Werte entsprechen denen des Versuchs 3a.

Folgerungen

Für Verbundträger mit HV-Schrauben statt Dübel kann für die Gebrauchslasten je Schraube die Schubkraft $N_{zul} = \mu P_v$ übertragen werden, wobei als unterer Grenzwert $\mu_{min} = 0{,}45$ gewählt werden kann. Die Betonplatte muß hierbei direkt auf den Stahlträger betoniert werden, oder es muß bei Fertigbetonplatten eine Mörtelschicht zwischengeschaltet werden. Mit Rücksicht auf die Haftspannungen wird ein erstes Gleiten erst bei einer größeren Schubkraft als N_{zul} erfolgen. Sollte gelegentlich eine unvorhergesehene Laststeigerung über die Gebrauchslasten hinaus erfolgen und selbst ein geringes Gleiten in der Verbindung eintreten, so ist dies ohne große Bedeutung, da bei Entlastungen und Wiederbelastungen die Verformungen völlig elastisch vor sich gehen.

Die Löcher im Beton für die Schrauben müssen durch Spiralbewehrung gesichert werden.

Zur Verteilung des Schraubendruckes auf den Beton bzw. Stahl sind Unterlagsplatten erforderlich. Da hierbei nach dem Anziehen der Schrauben keinerlei Mehrbelastung auftreten kann — es kann auch bei der Bruchbelastung der Konstruktion die Schraubenkraft nicht größer werden —, so kann für die zulässige Betonpressung unter den Verteilungsplatten $\sigma_{b,Dü} = \frac{2}{3} W_{28}$ mit genü-

gender Sicherheit gewählt werden. Die gleichzeitig in der Verteilungsplatte auftretenden Biegespannungen können die Fließspannung des verwendeten Stahles erreichen.

Abschließend möchte ich Herrn Professor Dr.-Ing. PILNY für die Unterstützung bei der Durchführung der Versuche, der Firma Krupp-Druckenmüller, Berlin, für die Gestellung der Versuchsträger und meinen Assistenten, den Herren Dr.-Ing. SCHABER, Dipl.-Ing. KRUG und Dipl.-Ing. STEINBACH, für ihre Mitarbeit bestens danken.

Zusammenfassung

Werden bei Verbundkonstruktionen Beton- und Stahlteile nicht mittels Dübeln, sondern mittels hochzugfester Schrauben miteinander verbunden, so ist die Frage des Reibungsbeiwertes μ von wesentlicher Bedeutung. Die durchgeführten und oben beschriebenen Versuche lassen erkennen, daß für die Gebrauchsbelastung mit einem unteren Grenzwert von $\mu = 0{,}45$ gerechnet werden kann und daß unter Zugrundelegung dieses Wertes noch eine große Sicherheit gegen Bruch besteht. Voraussetzung ist hierbei, daß die Betonteile aufbetoniert werden oder daß bei Fertigbetonteilen eine Zwischenlage, wie Mörtelbett und dergleichen, vorgesehen werden muß und daß die Öffnungen für die Schrauben im Beton durch eine einfache Spiralbewehrung gesichert sind.

Summary

If in composite structures the connection between the concrete and the steel components is effected by means of high-tensile bolts instead of dowels, then the question of the coefficient of friction μ assumes considerable significance. The tests which have been carried out and which are described in the present paper show that for working-load conditions a lower limiting value $\mu = 0.45$ can be adopted and that designs based on this value provide a considerable factor of safety with respect to failure. It is essential that the concrete components be cast in situ or that, if precast units are employed, an intermediate layer (such as a bed of mortar or some similar expedient) be provided and that the bolt holes in the concrete be strengthened by a simple helical reinforcement.

Résumé

Lorsque dans les ouvrages mixtes, on assemble les parties en béton aux pièces métalliques non pas avec des chevilles, mais avec des boulons à haute

résistance à la traction, la question du coefficient de frottement μ prend une importance essentielle. Les essais effectués et qui sont décrits ci-dessus montrent que pour la charge utile, il faut tabler sur une limite inférieure $\mu = 0{,}45$; sur cette base, la sécurité vis-à-vis de la rupture est encore élevée. Ceci suppose toutefois que les parties en béton sont bétonnées directement sur le métal ou que, lorsque l'on emploie des pièces préfabriquées en béton, il est prévu une couche intermédiaire de mortier ou autre. D'autre part, les trous de passage des boulons dans le béton doivent être renforcés par une armature simple en hélice.

IIb3

Hochfeste vorgespannte Schrauben (HV-Schrauben) als neuartige Verbindungsmittel des Stahlbaus

High-Tensile Prestressed Bolts as a New Type of Structural Connection in Steel Construction

L'emploi de boulons à haute résistance (boulons HR) en tant que nouveau moyen d'assemblage de la construction métallique

O. STEINHARDT
Prof. Dr. Ing., Karlsruhe

Einführung

Über die Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln, wurden bisher 4 grundlegende Schriften, nämlich die beiden «Berichte» Nr. 18 (1954) und Nr. 22 (1959), die «Veröffentlichung Nr. 22» (1958) und die «Richtlinien» (1956) der Fachwelt zur Verfügung gestellt. Sie enthalten zwar u. a. auch Hinweise auf die Entwicklungsarbeiten im Ausland, legen jedoch hauptsächlich die Ergebnisse der *deutschen* Forschungstätigkeit seit dem Jahre 1953 vor. Sie ermöglichen deren Nutzbarmachung durch die «Vorläufigen Richtlinien für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von gleitfesten Schraubenverbindungen (HV-Verbindungen)» und behandeln auch die industrielle Praxis der Schraubenherstellung sowie die stahlbautechnische Handhabung der neuen Verbindungsweise. — Nach Beauftragung durch den Deutschen Ausschuß für Stahlbau wurden bis zum Herbst des Jahres 1958 in der Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine an der Technischen Hochschule Karlsruhe zwei Teilprogramme vollständig abgeschlossen; ein *drittes* Teilprogramm läuft zur Zeit, wobei sich ein reger Gedankenaustausch mit den Fachkollegen fast aller europäischer Nationen entwickelt.

1. Systematik des deutschen Forschungsbeitrages

Es wurde bisher gemäß folgender *Systematik* geforscht:

Beanspruchung und Festigkeit der HV-Schrauben,
Gleitwiderstand von HV-Verbindungen (Tragmechanismus),

Verhalten von HV-Verbindungen unter statischer Belastung,
Verhalten von HV-Verbindungen unter schwingender Belastung,
Verformungen von HV-Verbindungen mit steigender Belastung,
Die Schraubenvorspannung unter Dauerbetrieb,
Konstruktionsformen mit HV-Verschraubung,
Die Praxis der neuartigen Verbindungstechnik.

Sehr bald erwies es sich, daß der «gesamte Gleitwiderstand» einer HV-Verbindung nicht allein vom aufzubringenden Anziehmoment, sondern vor allem auch vom jeweils erzeugten *Reibbeiwert* μ der aufeinandergepreßten Kontakt- und Reibflächen abhängig ist. Es wurde daher der Oberflächenbehandlung der Reibflächen große Aufmerksamkeit gewidmet, weil hierdurch die «maßgebende Tragfähigkeit» einer HV-Verbindung bis zur Gleitgrenze leicht um 50% bis 100% gesteigert zu werden vermag, was außer bei einer vorwiegend *ruhenden* Belastung vor allem auch bei *schwingender* Belastung sowie für *kombinierte* Verbindungen (z. B. Nieten + HV-Verschraubung oder Schweißung + HV-Verschraubung) von großer Bedeutung ist.

2. Beanspruchung und Festigkeit der HV-Schrauben

Für die Abmessungen der HV-Schrauben war zunächst die deutsche DIN 931 maßgebend, späterhin wurden für die Anwendung im Stahlbau — der hauptsächlich die Durchmesser M 18 bis M 24 benötigt — einige *Formkorrekturen* vorgenommen. Weil nämlich gemäß DIN 931 der Übergangsradius zwischen Schraubenschaft und Kopf für M 12 bis M 22 nur 1,0 mm beträgt und der gleichzeitigen Torsions- und Zugbeanspruchung an dieser Stelle nicht immer befriedigend gewachsen war, so wurde für HV-Schrauben dieser Radius für M 12 bis M 20 auf $R = 1{,}5$ mm erhöht, ab M 22 aufwärts sogar auf $R = 2{,}0$ mm. Ferner wurden neben Vollschaftschrauben auch Dünnschaftschrauben mit aufgewalztem bzw. aufgerolltem Gewinde erpropt, bei denen die Gewindeaußendurchmesser jeweils gleich groß waren. Zuletzt wurden die ursprünglich 8 mm dicken Unterlegscheiben gemäß DIN 1050, Bl. 2, die sich als sehr aufwendig erwiesen hatten, ohne feststellbaren Nachteil auf die neue Form abgeändert; sie entsprechen nunmehr mit Ausnahme der Dicke der Vorschrift DIN 125; ihre Dicke ist für Durchmesser von 14 bis 24 mm mindestens 4 mm, darüber hinaus 5 mm. Die einseitigen außenliegenden Abfasungen von 45° passen sich dem Ausrundungsradius des Schraubenkopfes an, außerdem dienen sie zur Kontrolle des technisch einwandfreien Einbaus. Diese U-Scheiben der neuen Form sind auch nicht mehr spanabhebend bearbeitet, sondern aus Blechen entsprechender Dicke gestanzt und anschließend vergütet.

Die untersuchten Materialgüten der HV-Schrauben waren 8 G und 10 K sowie 12 K im Sinne der DIN 267. Die zur Zeit zweckmäßigste Schraubenqualität 10 K ergab die Festigkeitswerte gemäß Tabelle 1, wobei die Bruch-

Tabelle 1. Festigkeitswerte der untersuchten Schrauben, Materialgüte 10 K

Versuch Nr.	Nenn-durch-messer	Stabform	Streckgrenze $\sigma_{0.2}$ kg/mm²	Zerreißfestig-keit σ_B kg/mm²	Bruchdehnung δ_5 %
1	M 16	glatt	104,2	109,8	14,0
2	M 16	glatt	96,5	102,3	13,1
3	M 16	glatt	102,2	107,3	13,1
Mittel			101,0	106,5	13,4
4	M 16	Gewinde	101,4	114,9	—
5	M 16	Gewinde	100,7	114,1	—
6	M 16	Gewinde	102,1	114,9	—
Mittel			101,4	114,6	
1	M 22	glatt	100,0	107,0	14,4
2	M 22	glatt	103,2	111,2	12,9
3	M 22	glatt	102,8	110,7	12,7
Mittel			102,0	107,6	13,4
4	M 22	Gewinde	117,8	127,8	—
5	M 22	Gewinde	122,0	127,4	—
6	M 22	Gewinde	120,0	126,0	—
Mittel			120,0	127,1	

Tabelle 2. Ergebnisse der Abwürgversuche mit Voll- und Dünnschaftschrauben

Gewinde-⌀	Schrau-benform	Hersteller und Materialgüte		Anziehmomente in kgm		M_B/M_a
		Schraube	Mutter	M_a	M_B	
M 12	D	I 10 K	I 6 S	9,3	16	1,72
M 16	V	I 10 K	I 8 G	23,9	38 bis 45	1,59 bis 1,88
M 16	D	I 10 K	I 8 G	23,9		
M 16	D	I 10 K	I 6 S	23,9	38 bis 39	1,59 bis 1,63
M 16	D	I 10 K	I 6 S	23,9	40 bis 41	1,67 bis 1,72
M 16	V	II 10 K	II 8 G	23,9	45 bis 47	1,88 bis 1,97
M 16	V	II 10 K	I 8 G	23,9	46 bis 70	1,93 bis 2,93
M 16	D	III 10 K	III 10 K	23,9	45 bis 55	1,88 bis 2,30
M 16·1,5*	D	III 10 K	III 10 K	23,9	50 bis 60	2,09 bis 2,51
M 20	V	I 10 K	I 6 S	46,3	88 bis 93	1,90 bis 2,00
M 22	V	I 8 G	I 6 S	44,7	72 bis 76	1,61 bis 1,70
M 22	D	I 10 K	I 6 S	63,9	87 u. 89	1,63 u. 1,39
M 22	V	I 10 K	I 6 S	63,9	92	1,44
M 24	V	I 12 K	I 8 G	96,0	126, 126, 130	1,31 bis 1,35
M 24	V	I 12 K	I 10 K	96,0	182, 182	1,90
M 24	V	I 12 K	I 10 K	96,0	(175, 175)	(1,82)

* Feingewinde-Schrauben mit doppelter Normhöhe der Muttern.

dehnung δ_5 am glatten Schaft ermittelt und die 0,2-Dehngrenze sowie die Bruchgrenze jeweils auf den Gewindekerndurchmesser bezogen sind. — Abwürgversuche mit Schrauben *und* Muttern verschiedener Form und Herkunft zeigt Tabelle 2; hier sind die bis zum Bruch ertragenen Drehmomente M_B mit den nach den «Vorläufigen Richtlinien» festgelegten Werten M_a verglichen. Das in der letzten Spalte angegebene Verhältnis M_B/M_a ergibt die beim Anziehen vorhandene Bruchsicherheit der HV-Schraube. — In den letzten beiden Zeilen erkennt man das für die zukünftige Entwicklung interessante Verhalten von Schraubenbolzen der Güte 12K mit Muttern der Güte 10K; derartige HV-Schrauben zeigen in der Anwendung eine um ca. 20% gesteigerte Tragfähigkeit.

Von Bedeutung für die Berechnung der Tragfähigkeit einer HV-Verbindung ist zunächst die Abhängigkeit der *Vorspannkraft* P_v vom Anziehdrehmoment M_a. Bei einem Steigungswinkel γ des Schraubengewindes und den Reibbeiwerten μ_1 bzw. μ_2 in der Gewindefläche bzw. an der Mutterauflage setzen sich dem Anziehmoment (näherungsweise) folgende Widerstände entgegen (r_F = Flankenradius. r_M = mittlerer Radius von Kopf und Mutterauflage):

$$M_a \approx P_v \operatorname{tg}\gamma\, r_F + P_v \mu_1 r_F + P_v \mu_2 r_M .$$

Drückt man r_F und r_M durch den Nenndurchmesser D der Schraube aus, so erhält man — über $r_F = \alpha \frac{D}{2}$ und $r_M = \beta \frac{D}{2}$ — zuletzt

$$M_a = P_v D \frac{(\operatorname{tg}\gamma + \mu_1)\alpha + \mu_2 \beta}{2} = P_v D k,$$

bzw.

$$P_v = \frac{M_a}{D k}.$$

Versuchstechnisch wurden für M 16- bzw. M 22-Schrauben k-Werte von 0,163 bzw. 0,167 ermittelt, wobei leichtgefettete 8 G-Schrauben verwendet wurden. Vergleichsversuche an nichtgefetteten, phosphatierten 10 K-Schrauben zeigten keine nennenswerten Abweichungen.

Weiterhin wurden die Verdrehwinkel ϑ einer M 16-Schraube bei Verwendung unterschiedlicher Muttern und Unterlegscheiben (unter Annahme einer vollständigen Krafteinleitung nach dem zweiten Gewindegang) in Abhängigkeit vom Verdrehmoment M_T untersucht:

$$M_T = G\vartheta \Big/ \left(\frac{l_s}{J_{D_s}} + \frac{l_k}{J_{D_k}}\right),$$

l_s = Länge des glatten Schaftes, l_k = Länge des Gewindeteils,
J_D = polares Trägheitsmoment für Schaft (s) bzw. Kern (k).

Die Messungsergebnisse erwiesen, daß *nach* Beendigung des Anziehens eine gewisse Verringerung des Winkels ϑ eintrat, was auf eine Rückfederung infolge «umgelagerter» Kräftewirkung auf die Mutter zurückzuführen ist. Bei einem Anzugsmoment M_a von 20 kg/m erhielt man z. B. $M_{T\,max} = 11{,}8$ kgm $= 0{,}59\, M_a$ und ein Restmoment $M_{T\,Rest} = 8{,}4$ kgm $= 0{,}42\, M_a$.

Zulässig sind *solche* Anziehdrehmomente, die eine schädigende Anstrengung im Kernquerschnitt vermeiden. Die entsprechende Vergleichsspannung σ_V ergibt sich zu:

$$\sigma_V = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sqrt{\left(\frac{M_a}{k\,D\,F_k}\right)^2 + 3\left(\frac{0{,}59\,M_a}{W_k}\right)^2}.$$

Für die Schraube M 16 ist z. B.: $D = 16$ mm, $F_k = 1{,}41$ cm², $W_k = \frac{\pi D_k^3}{16} = 0{,}471$ cm³; man erhält dann

$$\sigma_V = 1{,}28\,\sigma_Z.$$

Auch für die Schraube M 22 zeigt sich, daß die Größtspannung σ_V durch den Einfluß der Verdrehung um 28% über der reinen Zugbeanspruchung liegt. Um eine Überbeanspruchung im Gewindequerschnitt zu vermeiden, könnte man für die Anwendung eine 1,25-fache Sicherheit gegen Erreichung der Streckgrenze als ausreichend ansehen, woraus sich die folgenden zulässigen Anziehdrehmomente bei den Güten 8 G bzw. 10 K ergäben:

$$M_{a\,zul}\begin{cases}\text{für M 16: } 14{,}7 \text{ kg/m bzw. } 20{,}7 \text{ kg/m}\\ \text{für M 22: } 40{,}7 \text{ kg/m bzw. } 57{,}0 \text{ kg/m;}\end{cases}$$

diese Werte wurden späterhin für die «Vorläufigen Richtlinien» jedoch wieder um 10% erhöht, und zwar einerseits mit Rücksicht auf die Einstellgenauigkeit der Anziehgeräte, andererseits im Hinblick darauf, daß der «Spannungsquerschnitt» im Gewindegrund ca. 5% bis 8% größer als der Kernquerschnitt angesehen werden darf.

3. Der Gleitwiderstand von HV-Verbindungen (Tragmechanismus)

Ein für den Stahlbau geeignetes Verbindungsmittel soll hauptsächlich drei technische *Eigenschaften* möglichst vollkommen aufweisen: *Erstens* eine pro *Einheit* möglichst große Tragfähigkeit bis zu einer quantitativ sicher festlegbaren Grenze; dieses führt nämlich zu kleinen Stoß- bzw. Anschlußbildern. Es ist dabei *zusätzlich* sehr wünschenswert, daß die jeweilige Belastung pro Einheit, d. h. hier pro HV-Schraube (analog wie pro Niet oder pro cm² Schweißnaht) dem Mittelwert aus der Gesamtbelastung praktisch gleichgesetzt werden darf. — *Zweitens* soll oberhalb der für die zulässige Nutzbeanspruchung maßgebende Belastungsgrenze eine erfaßbare Tragreserve — unter Umständen bei Inkaufnahme gewisser Verformungen der Verbindung — vorhanden sein; dies ist insbesondere bei den vorwiegend ruhend belasteten Tragwerken des Industrie- und Hochbaus von Wert. — *Drittens* soll die Spannungsverteilung im kritischen Stab- oder Trägerquerschnitt am Anfang des Stoßes oder Anschlusses eine möglichst ausgeglichene sein; dies ist insbesondere bei den «dauerbeanspruchten» Konstruktionen des Brückenbaus und des Kranbaus von Bedeutung.

Bei den HV-Verbindungen werden hochfeste Schrauben, die mit einem gewissen Spiel in gebohrten (oder unter Umständen in gestanzten) Löchern sitzen, durch Anziehen der Mutter so weit vorgespannt, daß bedeutende Scherkräfte bis zu einer charakteristischen *Gleitgrenze* P_g allein durch Reibung zwischen den zu verbindenden Stab-, Träger-, Platten- bzw. Schalenteilen übertragen werden können. In der Formel für diese Gleitlast

$$P_g = \mu\, m\, n\, P_v$$

bedeuten m die *Schnittigkeit* der Einzelschrauben, n die gesamte *Anzahl* der Schrauben und P_v die axiale *Vorspannkraft* je Schraube.

Die *Reibbeiwerte* μ schwanken je nach Beschaffenheit oder Behandlungsweise der aufeinander gepreßten Oberflächen zwar in weiten Grenzen, können jedoch insbesondere bei Flammstrahlung oder Sandstrahlung für St 37 mit $\mu_1 \geqq 0{,}45$ und St 52 mit $\mu_2 \geqq 0{,}60$ i. d. R. mit ausreichender Sicherheit erreicht und in die Berechnung eingeführt werden. Dann werden weiterhin für den Stahlhochbau bzw. Stahlbrückenbau *Sicherheitsfaktoren* ν_H bzw. ν_B festgelegt. Man erhält zuletzt für die *zulässige Tragkraft* eines Anschlusses

$$N_{zul} = \frac{\mu}{\nu}\, m\, n\, P_v .$$

Bei HV-Verbindungen unterscheidet man drei Beanspruchungszustände, denen jeweils ein geänderter Tragmechanismus zugeordnet werden muß. Der *Zustand 1* entspricht in etwa den exakten Theorien von FILLUNGER[1]), FIND-

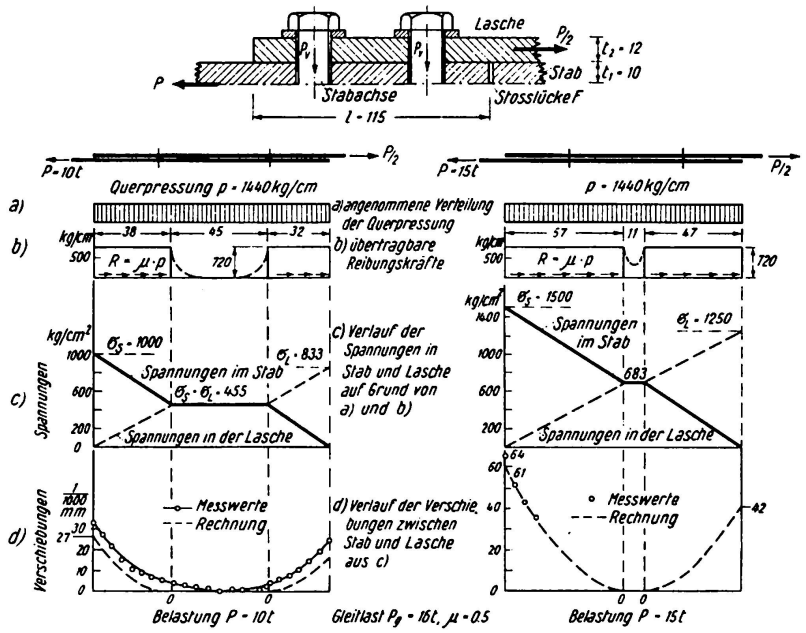


Fig. 1. Verschiebungen an einem HV-verschraubten Zugstoß nach Rechnung und Versuch.

[1]) FILLUNGER, P.: Über die Festigkeit von Löt-, Leim- und Nietverbindungen. O. W. Off. B. 1919.

EISEN[2]) u. a. m. Er gilt so lange, bis die an den Anschlußenden sitzenden Verbindungselemente ihre Gleitgrenze erreichen. — Der *Zustand 2* (teilweise geringes Gleiten oder «Setzen») wird durch vorstehende Fig. 1 charakterisiert. Hier zeigt sich, daß — bei Annahme einer gleichmäßig verteilten Fugenpressung p infolge der Schraubenspannkräfte P_v — die örtlichen Reibwerte (Scherkräfte) ihren Grenzwert $R = \mu p$ zwar *zuerst* an den Anschlußenden erreichen, daß aber dann weiterhin — nach Übergang des Zustandes 1 in den Zustand 2 — mit steigender Belastung der Verbindung (z. B. gemäß Versuch nach Fig. 2 von $P = 10$ t auf $P = 15$ t) die Bereiche *konstanten* Reibwiderstandes sich von den Anschlußenden zu deren Mitte hin ausbreiten. (An den Laschenenden wurden im vorliegenden Fall kleine Verschiebungen = «Setzungsrutschungen» bis zu 0,0064 mm gemessen, während der einfache Rechenansatz den entsprechenden Wert mit 0,006 mm ergab. Bei längeren Anschlüssen können derartige «Setzungsrutschungen» Werte von 0,02 bis 0,05 mm erreichen; auch ist i. a. die Umrechnung von P_v auf p nicht notwendig, da die Reibbeiwerte μ von der Größe p nahezu unabhängig sind.) Dieser Zustand 2 kann i. d. R. der Gleitgrenzenermittlung zugrunde gelegt werden; er besitzt große praktische Bedeutung. *Zustand* 3 (völliges Gleiten) wird erreicht, wenn über die gesamte Anschlußlänge die spezifische Gleitgrenze (d. h. also der Wert $\sum P_v \mu$) überschritten wird. Nunmehr bewegt sich die Verbindung (Stoß oder Anschluß) als Ganzes. Es werden dabei — entsprechend dem Lochspiel der HV-Schrauben — Wege von 0,5 bis 1,5 mm zurückgelegt, *ohne daß die Grenzlast* $\sum P_v \mu$ *zunächst merklich absinkt*; auch dieser Zustand ist praktisch wichtig, z. B. bei kombinierten Verbindungen.

Nach dem vollen Anliegen sämtlicher Schraubenschäfte kann man noch einen *Zustand 4* mit wiederum vollständig geändertem Mechanismus erkennen. Nun treten neben den Reibwiderständen bei den einzelnen Schrauben *gleichzeitig* noch Scher- und Leibungskräfte (ähnlich wie bei Nietverbindungen) auf, die je nach den Umständen eine weitere statisch-zügige Laststeigerung um 50% bis 100% ermöglichen. Die Verformungen sind *dabei* allerdings i. d. R. wesentlich größer als bei Nietverbindungen — wenn man nicht planmäßig ein Aufreiben der Bohrlöcher und ein entsprechend sehr kleines Lochspiel vorsieht (Paß-HV-Schrauben, die hier nicht weiter untersucht werden).

Diese summarische Beschreibung der wichtigsten Mechanismen einer HV-Verbindung berücksichtigt hauptsächlich den «Kraftfluß» (Spannungsführung) in *Längsrichtung* — sie soll anschließend in Einzelheiten erörtert werden. Späterhin wäre die Spannungsverteilung in *Querrichtung* des Stabes noch genauer zu beschreiben, da diese vor allem auch für die (schwingende) *Dauerbelastung* maßgebend wird.

---

[2]) FINDEISEN, C.: Versuche über die Beanspruchungen in den Laschen eines gestoßenen Flacheisens bei Verwendung zylindrischer Bolzen. Forsch.-Arb. VdI H. 229, Berlin 1920.

Der gesamte Gleitwiderstand P_g einer HV-Verbindung ist nach gegebener Vorspannkraft P_v, die gemäß $P_v = f(M_a)$ planmäßig mittels Drehmomentenschlüssel o. ä. eingebracht wird, nur noch abhängig von der jeweils vorliegenden Ausführungsform und vor allem vom Reibbeiwert, der seinerseits umgekehrt aus

$$\mu = \frac{P_g}{m\,n\,P_v}$$

experimentell bestimmt werden kann. Sehr zahlreiche Versuche brachten als Ergebnis die *Reibbeiwerte* μ gemäß Fig. 2. — Die große Bedeutung einer zweck-

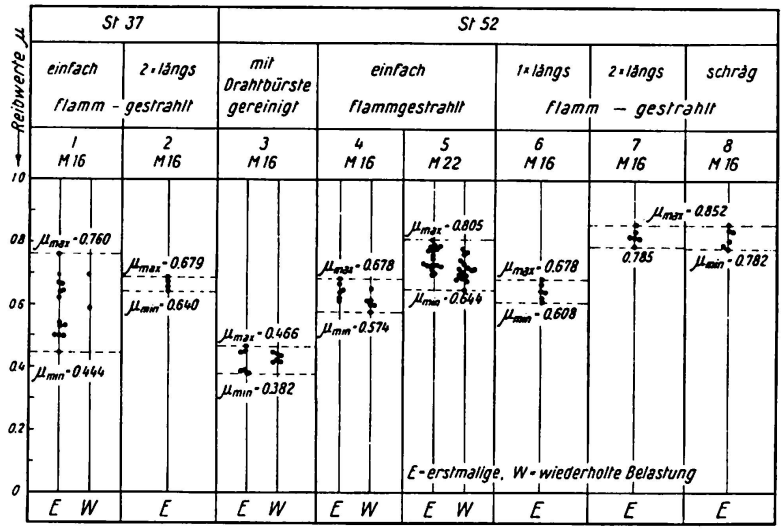


Fig. 2. Reibbeiwerte bei unterschiedlicher Oberflächenbehandlung (St 37 und St 52). Bemerkung: Bei unbehandelten Oberflächen ergaben sich (für Druck- und Zugkörper) μ-Werte zwischen 0,181 und 0,60 mit größter Häufigkeit bei $\mu = 0{,}30$.

mäßigen Oberflächenbehandlung der Kontaktflächen ist aus diesen Zusammenstellungen ersichtlich, wobei auch auf die Steigerungsfähigkeit der Reibung durch *doppeltes* bzw. *schräges* Flammstrahlen bei St 52 aufmerksam gemacht werden soll. Eine längere *Zwischenlagerung* ergab keinen Abfall der μ-Werte; eine Kombination der Behandlungsweisen Sandstrahlen/Flammstrahlen keine Steigerung oder Senkung; eine Kombination der Werkstoffe St 37 / St 52 brachte nur die geringeren Werte von St 37 ein. — Den «Vorläufigen Richtlinien» wurden für St 37 bzw. St 52 die bei sorgfältiger Ausführung leicht erzielbaren Reibbeiwerte $\mu = 0{,}45$ bzw. $\mu = 0{,}60$ zugrundegelegt, wobei für den *Hochbau* eine Sicherheitsspanne bis zur Gleitgrenze von 1,25 (H) und 1,10 (HZ), für den *Brückenbau* und *Kranbau* eine solche von 1,60 (H) und 1,40 (HZ) eingeführt wurde.

Der Einfluß der Größe der Berührungsflächen (Reibflächen) auf den Gleitwiderstand einer HV-Verbindung erwies sich im Pressungsbereich 1765 kg/cm² $< p_m <$ 4765 kg/cm² als vernachlässigbar gering. Ebenso zeigte es sich, daß HV-Schrauben-*Zahl* und -*Anordnung* für die *statische* Belastbarkeit einer Ver-

bindung keinen wesentlichen Einfluß auf die Höhe der Gleitlast besitzen. Es wurden noch einige Feststellungen über Reibbeiwerte μ bei *feuerverzinkten* Stahlflächen gemacht: Sowohl bei einschnittigen als auch bei zweischnittigen Verbindungen betrugen hier die μ-Werte nur $^1/_3$ bis $^1/_4$ derjenigen von flamm- oder sandgestrahlten Kontaktflächen.

4. Das Verhalten der HV-Verbindungen unter statischer Belastung

Die Ermittlung des spezifischen Gleitwiderstandes von HV-Schrauben war zunächst in über 300 Versuchen — vorwiegend an zweischnittigen Laschenkörpern aus Baustahl (St 37 bzw. St 52) mit 2×2 Schrauben — durchgeführt worden; ferner interessierte das Verhalten von HV-Verbindungen unter stati-

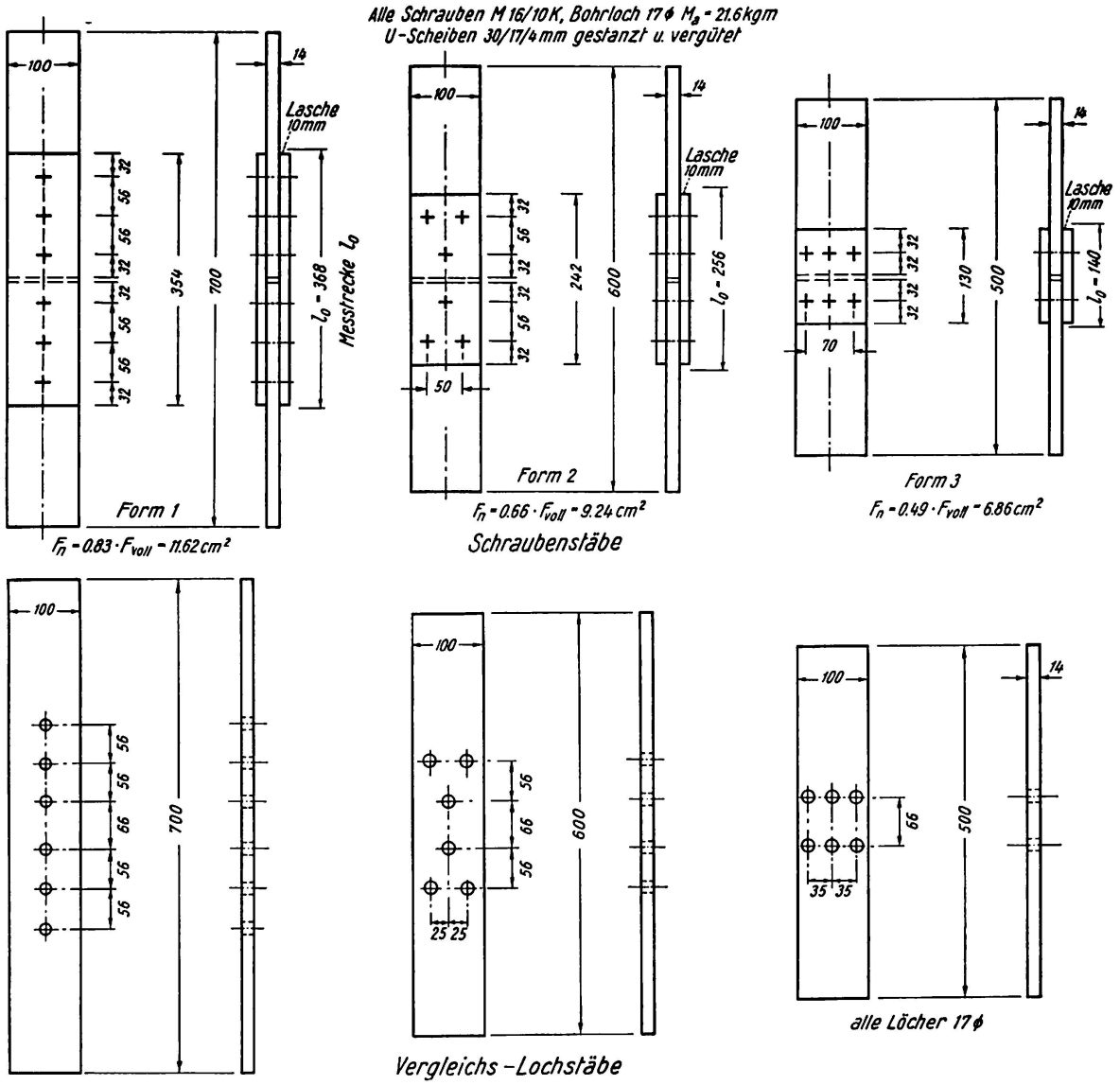


Fig. 3. Versuchskörper aus St 37 zur Ermittlung des Verhaltens bei statischer Belastung.

scher Zug- bzw. Druckbelastung bei unterschiedlicher Anzahl und Anordnung der Schrauben sowie bei unterschiedlicher «Lochschwächung» im kritischen Stabquerschnitt. — Es wurde daher eine *grundlegende Versuchsserie* an Stabformen gemäß Fig. 3 in Angriff genommen, bei welcher Lochstäbe, einfach verschraubte Stäbe und HV-Stäbe mit unterschiedlicher Lochschwächung von 17%, 34% und 51% in ihrem Dehn- und Tragverhalten unter zügiger Belastung miteinander verglichen werden konnten. Die HV-Schrauben M 16, Güte 10 K, saßen dabei in Bohrlöchern von 17 mm Durchmesser. Die Festigkeitswerte des Grundmaterials waren für Mittelstück bzw. Decklaschen folgende: Streckgrenze 2880 kg/cm² bzw. 3090 kg/cm², Zugfestigkeit 4200 kg/cm² bzw. 4050 kg/cm² und Bruchdehnung $\delta_{10} = 29{,}6\%$ bzw. 25,2%. — Das Tragverhalten der Voll- bzw. Lochstäbe ist aus Fig. 4 erkennbar; dieses Bild zeigt dazu die

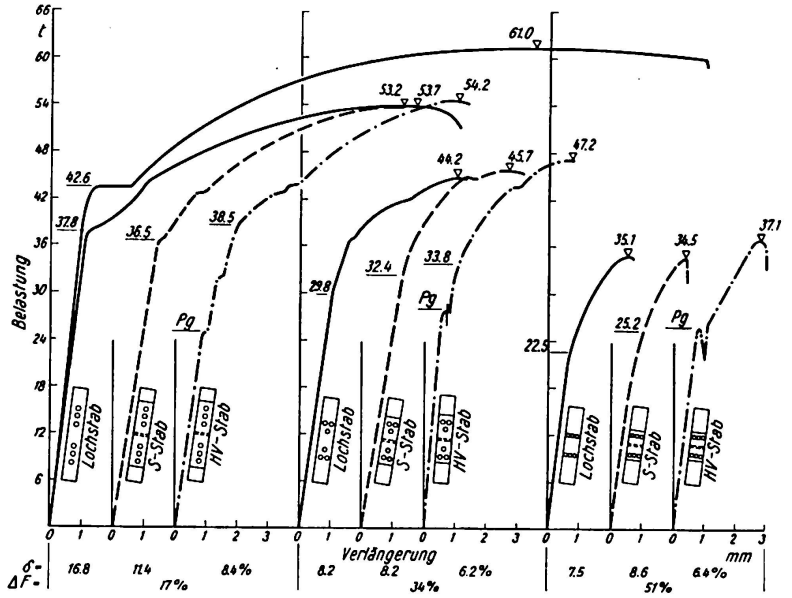


Fig. 4. Last-Verlängerungs-Linien für Loch-, Schrauben- und HV-Stäbe bei statischer Zugbelastung (Meßstrecken vgl. Fig. 3).

Diagramme der Lochstabtypen im Vergleich zu den entsprechenden Diagrammen von Bolzen- bzw. HV-Stäben. Bemerkenswert ist bei den Versuchsergebnissen, daß innerhalb der Meßstrecke die mit steigender Last ermittelten Verlängerungen für die Stabformen 1 und 2 sogar hinter denjenigen des Vollstabes anfänglich zurückbleiben, trotzdem die örtlichen Lochschwächungen 17% bzw. 34% betragen; erst oberhalb von P_{zul} werden hier die rechnerischen Nennwerte der mittleren Dehnungen erreicht. Die Gleitlasten sind nahezu unabhängig von der Anordnung der HV-Schrauben bzw. von der Größe des Nettoquerschnittes. Ferner zeigt sich, daß bei Zugrundelegung der zulässigen Belastungen gemäß den jeweiligen *Stabquerschnitten* die Sicherheiten gegen Bruch mit zunehmender Lochschwächung ansteigen; bei Bezug auf den nach den «Vorläufigen Richtlinien» bemessenen HV-*Schraubenanschluß* ist die Sicherheit

gegen Gleiten bei allen 3 Stabformen in etwa gleich, während hier die Sicherheit gegen *Bruch* mit zunehmender Lochschwächung abnimmt.

Außer an besonderen Druckversuchskörpern wurde der Einfluß der Schraubenanordnung auf die Größe des mittleren Reibbeiwertes μ an zahlreichen Bauformen überprüft. Es zeigte sich durchweg, daß der Scherkraftausgleich auf den Mittelwert innerhalb eines HV-Schrauben-Anschlußbildes in sehr weiten Grenzen erfolgt, d. h. praktisch *immer* zulässig erscheint.

Bei statischer Beanspruchung einer HV-Verbindung stellt die rechnerisch erfaßbare Gleitgrenze P_g eine gute Bemessungsgrundlage dar, weil vor Erreichung der Fließgrenze des jeweils maßgebenden Querschnitts infolge der Querkontraktion über die Klemmlängen bei Zug- bzw. Druckstäben eine negative bzw. positive Veränderung der Schraubenvorspannkräfte um weniger als 10% erfolgt. — Oberhalb der Gleitgrenze der HV-Verbindung ist auch weiterhin mit Aufrechterhaltung der Klemmkräfte zu rechnen, wodurch (insbesondere bei kürzeren Anschlüssen) eine Verzögerung des Fließens im kritischen Lochquerschnitt bewirkt wird.

5. Verhalten der HV-Verbindungen unter schwingender Belastung

Für die Ermittlung der *Zugschwellfestigkeit* von HV-Verbindungen wurden die Versuchsstäbe zwar mit denjenigen der statischen Prüfungen vergleichbar, jedoch im Hinblick auf die jetzt andere Fragestellung mit verstärktem Schraubenanschluß ausgebildet. Es sollte geklärt werden, welche *Stabspannungen*, bezogen auf den Brutto- oder Nettoquerschnitt, für die Größe der erreichten Dauerfestigkeit maßgebend sind. Die Form der Versuchsstäbe wurde deshalb so gewählt, daß die jeweils erreichbare Gesamt-Gleitlast mit Sicherheit oberhalb der Dauerlast lag. Gleichzeitig wurden wiederum Dauerschwellversuche an entsprechenden Lochstäben vorgenommen, da bei Nietstäben (im Hinblick auf zu erwartende Streuungen infolge unterschiedlicher Klemmkräfte und Reibbeiwerte) keine so zuverlässigen Vergleichswerte zu erwarten waren.

Für die *statischen* Versuche war — für Belastungshöhen *unterhalb* der Gleitgrenze — die Spannungsverteilung über dem Stab-Anschlußquerschnitt ohne praktische Bedeutung; *oberhalb* genannter Grenze sind allerdings der stark abgeminderte Lochleibungsdruck und die sehr hohen Scherwiderstände der Schraubenkräfte bemerkenswert. — Für die *Dauerfestigkeit* nun ist die Spannungsverteilung im kritischen Anschlußquerschnitt ausschlaggebend; sie ist für HV-Verbindungen offenbar wesentlich günstiger als für Nietverbindungen. So ergeben sich zunächst für *spezielle* HV-Probestäbe aus St 37, die einen direkten Vergleich mit den deutschen «Gemeinschaftsversuchen 1936»[3]) zulassen, folgende Werte: *Ursprungsfestigkeit* (Nettoquerschnitt) 2500 kg/cm² (statt 2750 kg/cm² beim Vollstab, 2500 kg/cm² beim Lochstab und 1710 kg/cm²

[3]) Vgl. Zeitschrift «Der Stahlbau» (1936), Heft 13/14, S. 97ff.

beim Nietstab) sowie *Wechselfestigkeit* ± 1360 kg/cm² (statt ca. 1500 kg/cm² beim Vollstab, während beim Lochstab ca. 1150 kg/cm² und beim Nietstab ca. 1050 kg/cm² gesetzt werden können).

Die *weiteren* Versuchsergebnisse (Wöhlerlinien) für die Probestäbe gem. Fig. 3 mit variierter Lochschwächung enthält Fig. 5. Hiernach beträgt die —

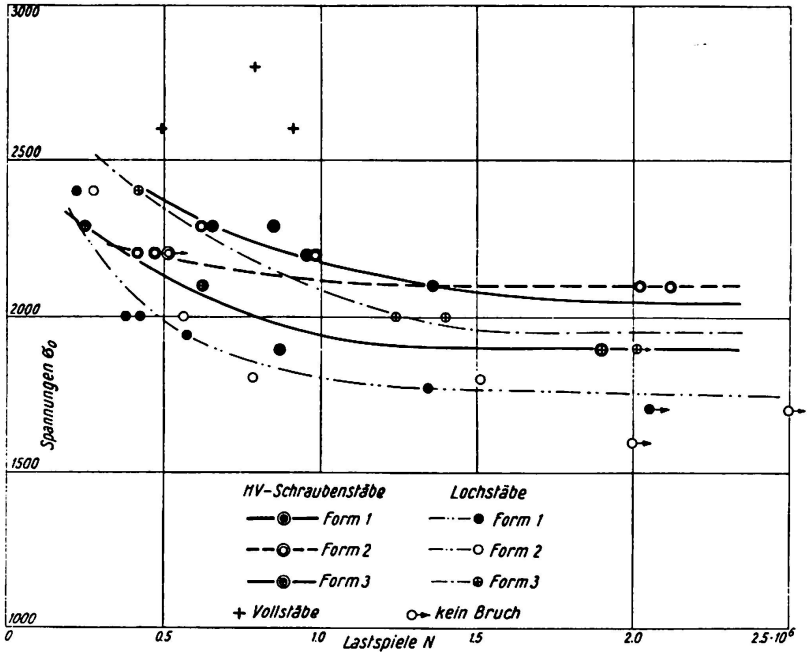


Fig. 5. Wöhlerlinien für die Dauerzugschwellversuche mit Voll-, Loch- und HV-Stäben aus Material St 37.

jetzt auf den *Bruttoquerschnitt* bezogene — Ursprungsfestigkeit ($\varkappa \approx +0{,}1$) von HV-*Stäben* der Formen 1, 2 und 3, d. h. bei «Lochschwächungen» von 17%, 34% und 51% zwischen 1900 kg/cm² und 2100 kg/cm². (Für Form 1 ergibt sich dabei eine Nettospannung von ca. 2570 kg/cm².) Die *Lochstäbe* der gleichen Versuchsserie besaßen Ursprungsfestigkeiten von $\sigma_{DN} = 1750$ kg/cm² bis 1950 kg/cm². Interessant sind die in Fig. 6 wiedergegebenen Fotos der gebrochenen HV-Stäbe: Mit abnehmender Maximalspannung der Wöhler-Reihe verlagert sich der Dauerbruch i. d. R. vom Lochrand weg in das Stabmaterial; diese Erscheinung wird nicht nur im Zugschwellbereich, sondern auch — wenn auch nicht so deutlich — im Wechselbereich festgestellt.

Die bisher beschriebenen Versuche mit Stäben aus St 37 wurden ergänzt durch solche aus St 52. Die Probekörperform sowie die erreichte Ursprungsfestigkeit ($\varkappa \approx +0{,}1$), bezogen auf den Brutto- bzw. Nettoquerschnitt, sind aus Fig. 7 ersichtlich; letztere erreichte ca. 2100 kg/cm² bzw. 3100 kg/cm². Demgegenüber betrüge die vergleichbare Zugschwellfestigkeit eines Nietstabes gleicher geometrischer Form etwa 1900 kg/cm², während der Vollstab etwa eine Dauerfestigkeit ($\varkappa \approx +0{,}1$) von 3150 kg/cm² besitzen dürfte.

Zusammengefaßt kann festgestellt werden, daß bei den HV-Stäben die Dauerfestigkeit (bei Bezug der Nennspannung auf den *Nettoquerschnitt*) mit

zunehmender Lochschwächung stark ansteigt. Bei Bezug der Nennspannung auf den *Bruttoquerschnitt* dagegen erhält man i. d. R. nahezu gleich große Dauerfestigkeiten, die sich zudem in etwa mit den *Netto*-Spannungs-Werten von Nietverbindungen vergleichen lassen. Dieses Ergebnis findet in den «Vorläufigen Richtlinien» insofern seinen Niederschlag, als gemäß Abschnitt 4.2 der *Lochabzug* bei schwingend belasteten HV-Stäben unterbleiben kann; im übrigen gelten dann weiterhin z. B. die zul σ_D-Werte der BE, Übersicht 40.1 b, Sp. 3 u. 4.

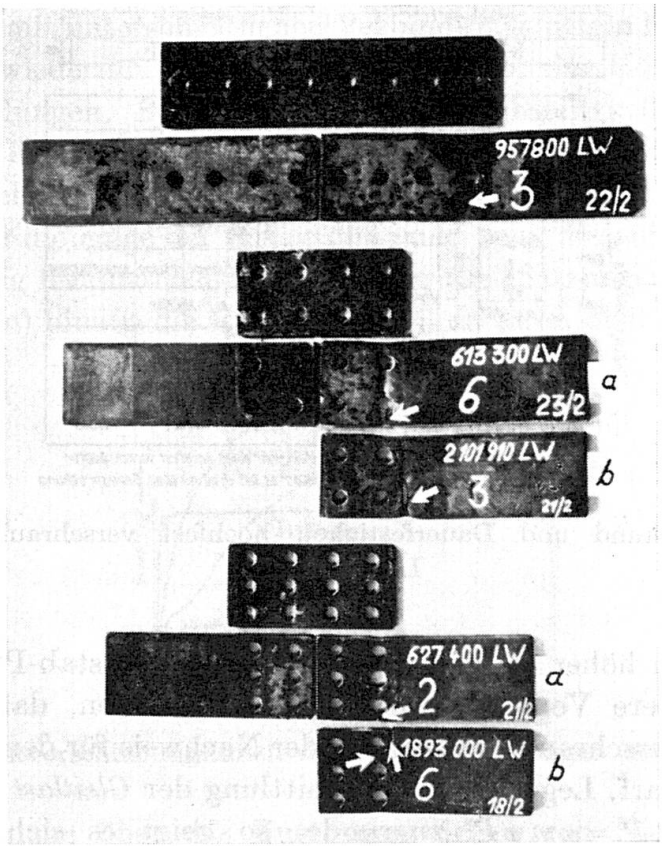


Fig. 6. HV-Stäbe (Material St 37) der Formen 1, 2 und 3 nach dem Dauerschwellversuch.

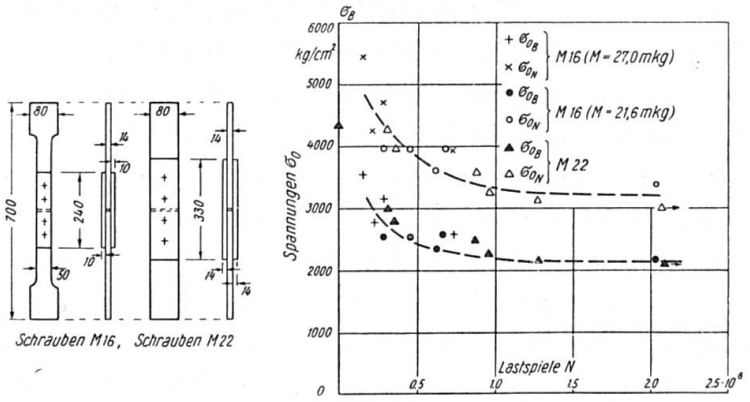


Fig. 7. Versuchskörper und Ergebnisse der Dauerzugschwellversuche mit HV-Stäben aus St 52.

Auch bei *Leichtmetall-Legierungen*, insbesondere der Zusammensetzung Al Zn Mg F 47 und Al Mg Si F 32, wurden HV-Verbindungen mit z.T. bemerkenswertem Erfolg erprobt. Die (statischen) Festigkeitswerte genannter Werkstoffe wurden mit $\sigma_B = 52$–56 kg/mm² und 31–33 kg/mm² und die entsprechenden Bruchdehnungen δ_5 zu etwa 10% bis 12% ermittelt. — Die *Zugschwellfestigkeiten* (Zeitfestigkeiten) einiger mittels HV-Schrauben hergestellter Verbindungen enthält Fig. 8; sie liegen — bezogen auf den Nettoquerschnitt —

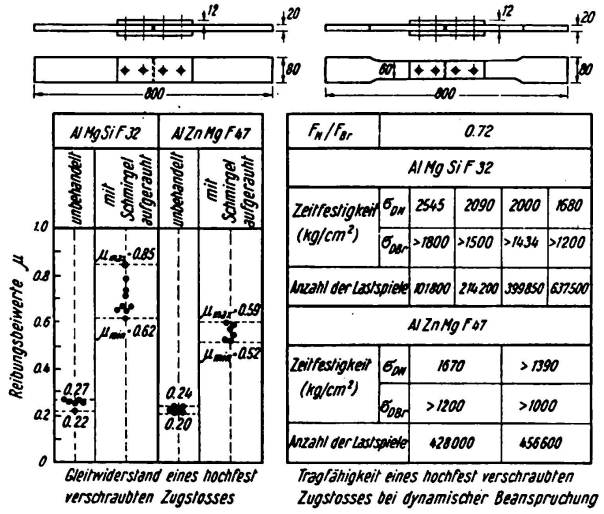


Fig. 8. Gleitwiderstand und Dauerfestigkeit hochfest verschraubter Zugstöße aus Leichtmetall.

jeweils wesentlich höher als bei entsprechenden Lochstab-Proben. Auch hier lassen u. U. weitere Versuche das Ergebnis erwarten, daß für Stöße und Anschlüsse HV-verschraubter Zugstäbe der Nachweis für den *Bruttoquerschnitt* geführt werden darf. Legt man zur Ermittlung der *Gleitlast* P_g wiederum den Rechenausdruck $P_g = \mu m n P_v$ zugrunde, so zeigt es sich, daß die *Reibbeiwerte* μ bei unbehandelten Oberflächen bei Al Zn Mg F 47 zwischen 0,20 und 0,24 schwanken, während sie nach Anrauhen mittels leichtem Schmirgeln auf $\mu = 0{,}52$ bis 0,59 ansteigen. Für Al Mg Si F 32 erfolgt die entsprechende Anhebung der μ-Werte von 0,22 bis 0,27 auf 0,61 bis 0,85.

Es ist wahrscheinlich, daß die *Höhe* der Gleitgrenze von schwingend belasteten HV-Verbindungen sowohl für Baustähle St 37, St 44 und St 52 als auch für Leichtmetalle von wesentlicher Bedeutung ist. Denn wenn auch im äußeren Lastwechselbereich ($-1 < \varkappa < -0{,}5$) infolge niedriger Beanspruchung des kritischen Querschnitts die unbehandelte Metalloberfläche (mit kleinen Reibbeiwerten) bei «querschnittsgerechtem» HV-Schrauben-Anschluß im Vergleich mit der behandelten Oberfläche oft ähnlich gute Festigkeitswerte ergibt, so kann dieses Ergebnis u. U. für den inneren Wechselbereich ($-0{,}5 < \varkappa < 0$) sowie für den Schwellbereich (z. B. für $\varkappa$ zwischen 0 und etwa $+0{,}5$) immer mehr zu Gunsten größerer μ-Werte verschoben werden. Erst bei einer oberen Bean-

spruchungsgrenze, welche die Fließgrenze des Werkstoffes wesentlich überschreitet, wird die Oberflächenbehandlung ohne entscheidende Bedeutung. (In Laborversuchen wirkt sich überdies oft eine Schwellbelastung, die im ersten Durchgang die Gleitgrenze überwindet, nicht so nachteilig aus wie im Bauwerk selbst.)

6. Verformungen von HV-Verbindungen mit steigender Belastung

Vergleicht man die *Lastverschiebungsdiagramme* (Fig. 9) von Stößen bzw. Anschlüssen, die mit unterschiedlichen Verbindungsmitteln hergestellt wurden, so erkennt man wiederum die besondere Bedeutung der Höhe der Gleitgrenze von HV-Verbindungen. Bei anfänglich großer «Steifigkeit», die im steilen Anstieg der HV-Kurve zum Ausdruck kommt, schneidet diese späterhin (bei Gleitwegen zwischen 0,5 und etwa 2,0 mm) alle anderen Lastverschiebungskurven, und zwar diejenige der *Schweißung* und auch diejenige der *Nietung*. — Es ist also wichtig festzustellen, wieweit über die «Setzungsrutschungen» (von maximal 0,05 mm) hinaus die Reibbeiwerte μ erhalten bleiben.

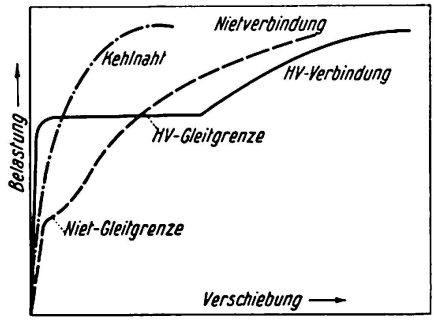


Fig. 9. Lastverschiebungslinien von Scherverbindungen (schematisch).

Frühere Versuche über das Zusammenwirken von Nietverbindung und Schweißung hatten bekanntlich ergeben, daß i. M. bei voller Ausnutzung eines Schweißanschlusses etwa gleichzeitig angeordnete Niete nur mit $^2/_3$ ihrer maximalen Tragkraft eingesetzt werden können. Entsprechende *neue* Versuche über das *Zusammenwirken* von HV-Verschraubung und Schweißnaht zeigten nunmehr, daß sowohl Stirnkehlnähte als auch Flankenkehlnähte mit einer HV-Verbindung als volltragend angesehen werden dürfen, solange man deren Gleitgrenze als maßgebend betrachtet.

Ein noch günstigeres Ergebnis ergab sich für das Zusammenwirken von Niet- und HV-Verbindung. Hier erwies eine Versuchsserie an drei großen Prüfkörpern (Fig. 10), daß in der kombinierten Verbindung (in welcher übrigens der Nietanschluß jeweils einen Zwischenanstrich besaß) im Nutzlastbereich sowohl einerseits die gesamte Tragfähigkeit erhöht als auch andererseits die Verschiebung deutlich herabgemindert wird. Ferner kam trotz großer Gleitwege zum Ausdruck, daß — bis zur Zerstörung des Nietanschlusses im

theoretisch gering beanspruchten Anschlußteil — die Reibbeiwerte der HV-Verbindung nur unwesentlich abgemindert sind.

Bei Verwendung der HV-Schrauben als *Paßschrauben* ändert sich das charakteristische Diagramm, je nachdem eine endgültige Zerstörung des Anschlusses auf *Lochleibung* oder auf *Abscheren* erfolgt. Jedenfalls hat eine spezielle Versuchsreihe gezeigt, daß bei guter Lochausfüllung die Gleitgrenze ohne wesentliche Verschiebungszunahme überschritten werden kann bis zur Loch-

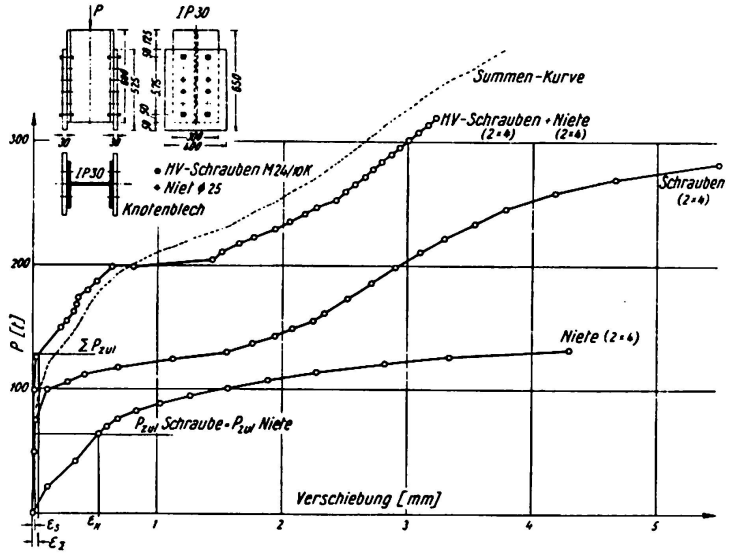


Fig. 10. Kombinierte Verbindung aus 2×4 HV-Schrauben M 24/10 K und 2×4 Nieten ∅ 25 mm.

leibungs-Quetschgrenze, bei welcher merkliche Verschiebungen auftreten. Bei Abschluß eines Zugversuchs lag beispielsweise die mittlere Nettospannung bei maximal 2930 kg/cm²; vorher wurde die Quetschgrenze vor dem Schraubenschaft bei 7280 kg/cm² festgestellt, obwohl dann weiterhin der Lochleibungsdruck bis auf maximal 13500 kg/cm² gesteigert werden konnte. Bei diesem Versuch mit Baustahl St 37 und HV-Schrauben M 22 der Güte 10K brachen letztere bei einer Scherbeanspruchung von $\tau_B = 8090$ kg/cm².

7. Die Schraubenvorspannung unter Dauerbetrieb

Es wurde die *dauernde* Aufrechterhaltung der Vorspannkräfte von HV-Schrauben mittels Meßhülsen bestätigt; hierbei waren die Anziehdrehmomente soweit gesteigert worden, daß die rechnerische Vergleichsspannung σ_V an kritischen Stellen die Fließgrenze des Schraubenwerkstoffes erreichte, während die reine Zugspannung allein ca. 81% der entsprechenden 0,2-Dehngrenze entsprach. Ein Nachgeben (Kriechen) der Schraubenstähle konnte bei wechselnden Temperaturen (zwischen $-20°$ C und $+80°$ C) nicht festgestellt werden, selbst nicht nach einer *weiteren* Steigerung der Vorspannungen um 13%.

— Diese mehrjährigen Versuche an Hülsenkörpern wurden ergänzt durch entsprechende an *Druckkörpern*. Dabei wurden (bei Klemmlängen von 44 mm) 6 bzw. 10 HV-Schrauben der Güte 10K bei erstmaliger Anspannung auf 1,25 zul M_a und bei verschiedenartiger Lagerung in Klimaräumen oder im Freien nach bestimmten Zeiträumen einzeln oder gruppenweise wieder gelöst. Das Öffnungsmoment, das theoretisch ca. 72% des Schließmomentes betragen müßte, wurde bei kurzfristiger Lagerung zu 80% gefunden; nach längerer Lagerung erhöhte sich dieser Wert sogar bis über 100% (Aufrauhung der Gewindeflächen), während Gleitversuche Reibbeiwerte μ zwischen 0,55 und 0,58 errechnen ließen, Werte also, die, wie nachfolgend ausgeführt werden soll, durchaus günstig beurteilt werden können. Erwähnt sei hier abschließend noch, daß die Größe der *Flächenpressung* zwischen Schraubenkopf und Unterlegscheibe bzw. zwischen Unterlegscheibe und Grundmaterial bei HV-Schrauben M 12 bis M 24 Werte von 53 kg/mm² bis 106 kg/mm² bzw. von 23 kg/mm² erreicht. Unter diesen Pressungen wurden örtliche Eindrückungen von 0,025 mm gemessen, die auch bei einer Vergrößerung der Unterlegscheiben nicht geringer waren; ein Fortlassen dieser Scheiben erscheint jedoch unzulässig.

Aus einem inoffiziellen Bericht der «Association of American Railroads» vom Frühjahr 1959 ist ersichtlich, daß die Verwendung von HV-Verbindungen im steten Anwachsen begriffen ist. Es ist dabei inzwischen «normale Praxis» geworden, die Kontaktflächen nicht mehr mit Farbanstrichen zu versehen, weil sonst oft im Nutzlastbereich Gleitungen eintreten können. Korrosionserscheinungen wurden an diesen Stellen auch nach längeren Betriebszeiten nicht festgestellt (das gleiche gilt übrigens auch für Nietverbindungen, bei denen man den «Zwischenanstrich» neuerdings oft fortläßt).

8. Konstruktionsformen mit HV-Verschraubung

Beim Entwurf und bei der konstruktiven Durchbildung eines stählernen Tragwerkes (oder eines solchen aus Leichtmetall) ist auf die charakteristischen Eigenschaften der HV-Verschraubung gebührend Rücksicht zu nehmen. Je nachdem, ob diese Verschraubung mit *Normalsitz* oder *Paßsitz* ausgeführt werden soll, ferner ob sie bei zug- und druckfesten *Stäben* oder bei *Biegeträgern* und bei *Flächentragwerken* als Verbindungsmittel zwischen tragenden Einzelteilen bzw. bei der Stoßausbildung eingesetzt wird, ergeben sich besondere Forderungen bezüglich Gleitwiderstand und zulässigem Gleitweg bei Überbeanspruchung gegenüber der Gebrauchslast. Zuletzt soll darauf hingewiesen werden, daß HV-Schrauben in vorteilhafter Weise auf «Kopfabreißen», d. h. in axialer Richtung beansprucht werden können, so daß neben *scherfesten* Verbindungen auch *axial-zugfeste* in Frage kommen. — Werden HV-Schrauben gleichzeitig auf Scheren *und* auf Zug beansprucht, so kann pro Schraube der spezielle Gleitwiderstand gemäß der Formel

$$N_G = \frac{\mu}{\nu}\left(P_v - \frac{Z}{n}\right)$$

berechnet werden, wobei Z die anteilige axiale Zugbelastung einer der Schrauben des Gesamtanschlusses bedeutet.

9. Zur Praxis der neuartigen Verbindungstechnik

Außer in *Deutschland* und *Österreich* sind Ende 1958 auch in der *Schweiz* Brückentragwerke mittels HV-Verschraubung hergestellt worden; ferner wendet man in England, Frankreich, Italien, Belgien und Holland dieser neuen Verbindungstechnik wachsendes Interesse zu. In den deutschsprachigen Ländern werden im wesentlichen die «Vorläufigen Richtlinien» der Konstruktionsarbeit zugrunde gelegt. Allerdings werden genannte «Richtlinien» dabei oft in einzelnen Punkten abgeändert. So erhöhen z. B. die österreichischen Fachleute — unter weitgehenderer Ausnutzung der im Abschnitt 2 gemachten Ausführungen sowie unter Beachtung der Tatsache, daß die dem vorgeschriebenen Anziehmoment entsprechenden Anziehdreh*winkel* der Muttern von HV-Schrauben bis zum «Abwürgen» i. d. R. um das vierfache vergrößert werden können — die spezifischen zulässigen «Scherkräfte» N um etwa 15% bis 20%; einzelne Baubehörden der Bundesrepublik wünschen Abschwächungen des Teiles I. 3 der «Richtlinien» usw. — Zusammengefaßt läßt sich jedoch feststellen, daß genannte Anleitung für Berechnung, Ausführung und bauliche Durchbildung von HV-Verbindungen in etwa den derzeitigen Stand der Technik ausreichend genau wiederzugeben scheint, wenn auch — gerade bei immer wieder versuchten Vergleichen mit der Nietverbindung — mehr auf die in den einzelnen europäischen Ländern unterschiedliche Ausnutzung letztgenannter geachtet werden sollte.

Für die *Ausführung* von HV-Verbindungen erschienen zunächst die Beziehungen zwischen Anziehmoment, Vorspannkraft und Torsionsmoment für die Beanspruchung des Schraubenschaftes wichtig; späterhin galt auch der Kontrollmöglichkeit der Vorspannkraft besonderes Interesse. *Heute* widmet man in Deutschland zunächst der Reibbeiwert-Kontrolle große Aufmerksamkeit, da der Streubereich der μ-Werte als wesentlich angesehen wird. Einfache *Reibbeiwert-Prüfgeräte* sind hier inzwischen entwickelt worden. — Das *Anziehmoment* wird bei Anwendung von Handschlüsseln i. d. R. mit einer Toleranz von $\pm 10\%$ aufgebracht werden können. Bei Anwendung von maschinell betriebenen Anziehgeräten ist der Schwankungsbereich u. U. je nach Anwendungsfall unterschiedlich, so daß auch hier besondere Eich- und Überwachungsverfahren empfehlenswert sind. Die spätere *Kontrolle* der Schraubenvorspannkräfte bereitet noch gewisse Schwierigkeiten. Insbesondere bei größeren Konstruktionen empfiehlt sich eine Überprüfung im Umfange von 5% bis 10% aller eingebrachten HV-Schrauben. Bei Einstellung der Schlüssel auf $+10\%$

über dem Sollwert könnte der festgestellte Mutterdrehwinkel einen gewissen Maßstab für das «Fehlmoment» abgeben. (Für das vollständige Entspannen einer HV-Schraube dürfte i. a. ein Mutterdrehwinkel zwischen 45 Grad und 180 Grad erforderlich sein, wobei die größeren Winkel nur im Falle von nicht plan aufeinanderliegender Bleche vorkommen.)

Zusammenfassung

Verbindungen mittels hochfester vorgespannter Schrauben (HV-Schrauben) sind im Stahl- und Metallbau als fortschrittlich anzusehen. Auch im Stahl-Verbundbau liegt für HV-Schrauben ein zusätzliches Anwendungsfeld vor — wie dies anhand weiterer Versuche bestätigt werden soll.

Sowohl bei statischer als auch bei schwingender Belastung ergaben sich bei HV-Verbindungen hohe Festigkeitswerte für die Verbindungsmittel selbst und für den kritischen Stabquerschnitt; i. d. R. sind HV-Verbindungen dabei den Nietverbindungen technisch und wirtschaftlich überlegen.

Kombinierte Verbindungen: Nietung + HV-Verschraubung und Schweißung + HV-Verschraubung sind technisch einwandfrei möglich und oft zweckmäßig.

Bei der Herstellung von HV-Verbindungen muß sorgfältig auf das notwendige Anziehmoment M_a und auf die Vorbehandlung der Reibflächen (Reibbeiwert μ) geachtet werden; an unzugänglichen Stellen kann ein Teil des Anziehmomentes durch Vorwärmen der HV-Schrauben ersetzt werden.

Kontrollverfahren für HV-Verbindungen sind weiter zu entwickeln. Bezüglich der Erhaltung der Vorspannkräfte und der Reibbeiwerte bestehen — anhand der Ergebnisse jahrelanger Beobachtungen — keine Bedenken; insbesondere dann nicht, wenn Konservierungsmaßnahmen (Anstriche etc.) mit etwa der gleichen Sorgfalt wie bei Nietverbindungen vorgenommen werden. Für Sonderfälle (z. B. aggressiven Atmosphärilien oder im Seewasserbau) empfehlen sich oft Kunstharzanstriche bzw. Abdichtungen.

Summary

Structural connections formed by means of high-tensile prestressed bolts are to be regarded as constituting an advance in steel and metallic construction. Composite steel-and-concrete construction provides another field of application for high-tensile bolts, as will have to be confirmed by means of further tests.

Both for static and for vibrating loads high strength values were obtained with high-tensile bolted connections for the fastenings themselves and for the critical cross-section of the member; as a rule, connections of this kind are technically and economically superior to riveted connections.

Combined connections, viz., riveting in conjunction with high-tensile bolts and welding in conjunction with high-tensile bolts, are perfectly practicable from the technical point of view and are often expedient.

In forming structural connections with high-tensile prestressed bolts it is essential to ensure the correct tightening torque M_a and suitable preparation of the friction surfaces (coefficient of friction μ). In the case of bolts installed in inaccessible places it is possible to apply pre-heating of the bolts in lieu of part of the tightening torque.

Methods for checking high-tensile bolted connections will have to be further developed. Observations extending over a number of years have shown that there need be no misgivings as regards the permanence of the prestressing forces and the coefficients of friction, especially if protective treatments (painting, etc.) are applied with approximately the same degree of care as in the case of riveted connections. In special cases (e.g., in the presence of aggressive atmospheric influences or for marine structures) it is often advisable to use plastic coatings or sealings.

Résumé

Les assemblages au moyen de boulons à haute résistance (boulons HR) sont à considérer comme un progrès pour la construction métallique et en acier. Un champ d'application supplémentaire pour les boulons HR réside dans les constructions mixtes, ainsi que de nouvelles expériences doivent le confirmer.

Dans les assemblages avec boulons HR, on a obtenu des résistances élevées aussi bien pour des charges dynamiques que statiques, que ce soit pour les boulons eux-mêmes ou pour la section critique de la barre; en général, les assemblages avec boulons HR sont supérieurs à ceux avec rivets, tant au point de vue technique qu'économique.

Des assemblages combinés, tels que rivetage + boulons HR ou soudage + boulons HR sont techniquement absolument réalisables, voire souvent appropriés.

Lors de l'exécution d'assemblages avec des boulons HR, il faudra prêter une attention particulière au moment de serrage M_a nécessaire et au traitement préalable des surfaces de contact (coefficient de frottement μ); aux endroits difficilement accessibles, on pourra remplacer une partie du moment de serrage par l'échauffement préalable des boulons HR.

Les moyens de contrôle pour les assemblages avec des boulons HR sont encore à développer. Il n'y a aucun doute tant en ce qui concerne la conservation des forces de précontrainte que les coefficients de frottement ainsi que les résultats provenant d'expériences s'étendant sur des années l'ont démontré, ceci en particulier quand des précautions concernant la conservation (peinture etc.) sont prises avec le même soin que pour des assemblages rivés. Dans des cas spéciaux (par exemple dans les atmosphères agressives ou dans la construction dans l'eau de mer), il sera souvent recommandable d'utiliser des revêtements respectivement des isolations de résine synthétique.

IIb4

Fundamental Concepts, and the Development of Specifications for High-Tensile Bolted Joints

Notions de base et évolution des normes relatives aux joints boulonnés précontraints

Grundlegende Begriffe und Entwicklung von Normen für vorgespannt geschraubte Stöße

D. T. WRIGHT
Professor, B. A. Sc., M. S., Ph. D.

E. M. LEWIS
A.C.G.I., A.M.I.W.

1. Introduction

Following the establishment of the fundamental concepts of the behaviour of friction joints in original research, the development and application of such fasteners has been much influenced by specifications governing design and practice. The specifications of the American Society for Testing Materials (covering bolts, nuts, washers) and the 1951 specification of the Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints permitted an immediate widespread application of the new fasteners in North America. Without the impetus provided by these specifications, it is likely that the application of the new method would have been delayed some years.

The part played by specifications in the development of engineering practice varies considerably from country to country. In the U.S.A. the tendency is for the specification to pioneer new developments while in the U.K. the standards which relate to design represent a consensus of established engineering opinion and therefore, by definition, lag considerably behind the most advanced practice. In this paper an attempt is made to examine the present status of the high tensile bolted joint in the light of American specifications which have now been used for some years, and also in the light of recent British developments.

2. Historical Development

There is, of course, nothing particularly new about the use of bolts in steel construction. Unfinished or machine bolts are almost universally used for erecting steel structures. Unfinished bolts, fitted bolts and ribbed bolts have all been widely used for permanent site connections, although their use has been restricted by the relatively low stresses permitted on the first and the high cost of the others. The use of plain bolts for permanent site connections has been perhaps more widespread in Europe than in North America.

The mechanical engineer has long been concerned with the tension in bolts holding together pressure vessels, machines and engines. Torque wrenches have, for instance, been widely used in the mass production of automobiles. The first application of controlled tension in bolted structural connections was in the work of the British Steel Structures Research Committee in 1934, where bolts were used to simulate rivets in beam-stanchion connections [1]. The bolts used were made of low-carbon steel, however, and the tensions developed were low by modern standards. The recent development of the high-tensile bolt has stemmed from Professor W. M. WILSON's work on the fatigue of structural connections [2]. In studies of riveted joints it was found that fatigue resistance depended largely on the frictional resistance in the joint developed by the clamping force set up in the cooling rivet. In 1938, preliminary tests of bolted joints in fatigue showed that bolted joints were as strong as riveted joints "if the nuts were screwed up to give a high tension in the bolts" [2]. Further exploratory work was done by WILSON at the University of Illinois and by MANEY at Northwestern University [3]. In 1947, mainly due to the efforts of these two men, the Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation was established to study the behaviour of structural connections. Laboratory and field studies undertaken on behalf of the Council rapidly provided sufficient information [4, 5, 6] for a specification to be written by the Council in 1951 [7].

The initial test studies completed between 1947 and 1950, though followed by many other significant investigations, laid the foundation for present practice. It was shown quite clearly that joints with properly tightened bolts of suitable material [8, 9] would function as ideal friction joints with no direct shear on the fasteners. In fatigue loading of these joints no alternating stress is experienced by the bolts. Neither in field nor laboratory tests did any properly installed bolt ever fail, even after millions of cyclic fatigue loadings. Because of the absence of high stress concentrations around the holes in the plates, the fatigue strength of the plates was significantly increased and fatigue failures in fact usually occurred *away* from the net section. It was also found that once the friction capacity was exceeded in static load tests, the bolts slid into bearing and ultimate breaking strengths significantly higher than those with ordinary riveted joints were obtained.

The original Research Council specification [7], intended for the design of fatigue connections utilising high tensile bolts, has stood with little revision since its first writing. In essence, this specification provided for design on the basis of a one-for-one replacement of rivets by high tensile bolts of suitable material, etc.

Progress since 1951 would not have been as spectacular save for the discovery that a high tensile bolt could be installed in the field for less cost than a conventional hot-driven rivet. This situation, coupled with the increasing shortage of skilled riveters, led to an immediate widespread use of bolted joints in North America and by 1954 more bolts than rivets were being used in field erection. By 1958 field riveting had almost disappeared, with all field connections either by high strength bolts or electric arc welding.

In Britain there are as yet no formal codes of practice or specifications, though in June 1959 a symposium will be held under the ægis of the Institution of Structural Engineers, and there has been sitting since early 1958 a Committee of the British Standards Institution. By the time this paper is presented at the Congress the outcome of these activities will be known. In the meantime, however, high strength bolts are being used in ever increasing numbers and they have already made a significant impact on the structural industry in Britain. They have virtually ousted site riveting and are making some inroads into site welding — a practice which is more widespread in Britain than in the U.S.A. They are also replacing black bolted connections to some degree.

At this juncture it may be pertinent to comment on the different nomenclature which has grown up in the U.K. where these connections are known as high strength friction grip bolted joints rather than high strength bolted joints. The reason for this is probably the desire to differentiate between the new bolted connections using high tensile steels and the high tensile fitted bolt connections which have been used previously in bridge work.

3. Developement of the Technique in Practique

The American Research Council specification issued in 1951 indicated required bolt tensions and suggested the torques that would be required to produce those bolt tensions. At that time only hand wrenches were used for tightening the bolts and a proper connection was dependent primarily on the workman's experience with the wrench. The specification accordingly provided for five to ten per cent of all bolts being checked by a hand-operated torque wrench. As soon as the bolts came into general use, however, hand wrenching was found to be impracticable and uneconomical. Pneumatic wrenches were readily available but early efforts in obtaining controlled bolt tensions with these tools were unsuccessful. Experience led eventually to successful tech-

niques being developed. Using controlled air pressures and site calibrators which indicate bolt tensions directly (thus eliminating the inevitable errors associated with torque-tension relationships), it was found that consistent results could be obtained either by timing the application of the wrench or by adjusting the air pressure to cause stalling of the wrench when a suitable bolt tension had been reached. An alternative procedure was later made available by the development of special wrenches with automatic torsion control that switch off the wrench once the desired torque was attained. Such methods, in which some effort is made to calibrate the wrench, are still in common use.

Although further research has been pursued [10, 11, 12], progress since 1951 is related mainly to conditions of practice. With regard to tightening techniques, the trend in the U.S.A. has been away from controlled torque towards a controlled turn-of-the-nut method which limits the strain in the bolt. Laboratory studies of these methods have been more extensive in Britain, however, and will be enlarged upon later.

When high strength bolts were first used in Britain, American practice was closely followed and manual methods of controlled torque tightening were adopted. Bolts to British Specifications were generally used. With the increasing use of 1″ and larger diameter bolts and in the absence of suitable British impact tools (which require no reaction point) the problem of reacting the torque on the structure became important and led to the development of two new types of bolt carrying their own reaction point. With one bolt the torque is reacted on to the washer which has a suitable serrated edge. This device relies upon the fact that the frictional resistance of the washer to turning is greater than the torque due to the frictional drag between the nut and bolt threads. In the other bolt the reaction point is provided on the bolt itself in the form of an extension of the threads. A parallel development went a step further in that the extension piece is grooved so that it shears off at a predetermined torque, thus acting as a torque controlling device. This bolt has the further advantage that the torque applied is related to the actual strength of each bolt rather than the nominal strength.

The most significant development in Britain stemmed from the bolt and nut failures experienced in early application of the torque controlled or, as it is often called, the torque coefficient method of tightening. Laboratory tests indicated that greater safety against failure by over-tightening would be achieved by limiting the rotation of the nut rather than controlling the torque [13]. Satisfactory American experience with impact tools operating on a controlled time basis provided reassurance that bolts could be used safely in the yielded condition. This led to the "part-torque part-turn" method of tightening. With this method the joint is first bedded down by tightening all the bolts to a torque lying somewhere between one-quarter and three-quarters of the nominal torque which would be applied to tighten the bolts using the torque coefficient method. To complete the tightening the nut is driven a

further half-turn or three-quarters of a turn in the case of long bolts. The essential feature of the technique is that regardless of the bedding down torque or the condition of the threads, there is very little scatter in the bolt preload induced (see fig. 1). Furthermore, this preload is about 30 per cent higher than the load which would have been obtained by the torque coefficient method even though the safety margin against failure of the bolt by over-tightening is in fact greater.

It is not possible within the present space limitation to attempt to review even the most significant applications of high tensile bolts in steel structures. Two examples might be cited, however, to indicate the potential of the bolted joint in both conventional and unconventional usage. In the Burdekin River Bridge in Queensland (Australia), 300,000 high tensile bolts were used in the ten 362-foot spans. This is the largest single application yet of the high tensile bolted joint, and in the customary way the use of high tensile bolts led to economy and effective connections. The recent addition of a bottom lateral bracing system to the Golden Gate suspension bridge was completed with high tensile bolts employed throughout. In this design, the characteristic load-slip relationship of a high tensile bolted joint (in which slip occurs only after the friction capacity is exceeded) was utilised as an energy-absorbing device. The effect, of course, is the same as for a rigid-plastic material with a limited maximum strain — in the case of the bolted joint the maximum slip is governed by the $^1/_{16}$" clearance of the bolts in their holes. With 1" bolts used throughout, it was calculated that the bottom lateral bracing system of the Golden Gate Bridge could absorb 7,000,000 foot lb. of energy per cycle of vibration.

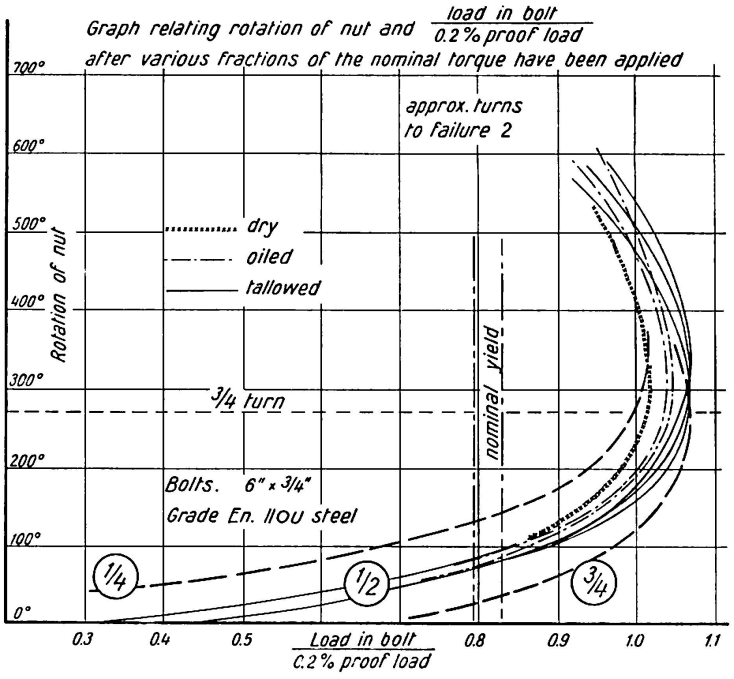


Fig. 1.

4. Discussion of Design Parameters

In studying the design of riveted or bolted joints it is convenient to describe the joint in terms of non-dimensional parameters. In this discussion the "T:S:B" ratio will be used to describe the relationship between joint proportions and/or design stresses in tension, shear and bearing. For riveted joints in North America the "T:S:B" ratio is 1:0.75:2.00, signifying that the design stresses in shear and bearing are respectively three-quarters and twice the tensile design stress; alternatively, that the effective shear area of the fasteners is four-thirds and the bearing area one-half that of the net tension area.

In a bolted friction joint the shearing load is transferred between the parts by the friction induced by the clamping action of the bolt. The shear capacity is thus simply the product of the bolt tension and the coefficient of friction for each friction plane. More generally:

$$\begin{pmatrix}\text{Nominal bolt}\\ \text{Tensile stress}\end{pmatrix} = \begin{pmatrix}\text{Plate tension}\\ \text{Stress}\end{pmatrix} \times \frac{S}{\mu},$$

where S is the shearing ratio as defined above and μ is the coefficient of friction. Numerous tests have been carried out to determine the coefficient of friction or slip factor, as it is usually called in the U.K., for various surface conditions ranging from paint and lacquer to flame cleaned surfaces. Typical values are:

Rusted and wire-brushed	$\mu = 0.51$
Sand-blasted	0.47
Mill-scale, flame-cleaned and wire-brushed	0.43
Mill-scale	0.30
Lacquered	0.28
Red lead	0.07

Several of the American test programmes were extended to cover the behaviour of joints at ultimate failure. It was found that ultimate strengths were independent of bolt preload. The reason for this is that as failure approaches, transverse plate deformations are such as to cause complete loss of bolt preload. It is apparent, therefore, that the only difference between the ultimate strengths of riveted and bolted joints is associated with the change in fastener material. In a conventional riveted joint the intent of the designer (and the specification writer) is to provide a joint in which the full tensile capacity of the net section of the main plate can be developed without rivet shear or bearing (tearing) failure. In North America this is secured for such materials as ASTM-A 7 plate and A 141 rivets with a "T:S:B" ratio of 1:0.75:2.00. Static load tests of bolted joints revealed that for a similarly balanced design a shearing ratio of the order of 1.25 would be appropriate.

That is, the shearing capacity of the bolts is some fifty per cent greater than that of ordinary (ASTM A 141) structural rivets. A secondary effect of increased shear capacity in the fastener was that usual end-distances for rivet holes were found to be inadequate.

Of the early research on friction joints the most notable result was that under normal conditions of load bolt failures could not be produced in fatigue tests [4, 6]. So long as the friction capacity of the joint was not exceeded the bolts were not sensibly subjected to any alternating stress and failure, if it occurred, would be found in the main plate material. It was also noted that if properly installed, high tensile bolts would not loosen and that lock-washers or burring of the threads was not necessary. The fatigue tests revealed that for joints with "T : S : B" ratios 1 : 0.75 : 2.00 the endurance limit for 2,000,000 cycles of fully reversed loading were:

For cold-driven rivets	± 14.7 ksi.
For hot-driven rivets	± 15.8 ksi.
For high strength bolts	± 20 ksi.

It was thus found that the practical endurance limit of a bolted joint was as good as the ordinary design stress for riveted joints under static loading.

The first design specification issued by the American Research Council in 1951 provided for bolts to be designed as riveted joints with bolts simply substituted for rivets on a one-for-one basis. With regard to surface finish, the faying surfaces were to be free of paint, oil, dirt, rust or other defects which would prevent the development of friction between the parts. It should be noted that no reference whatsoever is made in the design to the coefficient of friction. With specified bolt preloads equivalent to 54 ksi. on the nominal bolt area it follows that the coefficient of friction implied is about 0.28. It will be seen that this value provides a small margin of safety for the surface finish demanded.

In the 1954 revision of the Research Council's specification, recognition was given to the absence of fatigue loading in certain types of joint. For such cases, where slipping of the bolts into bearing is not objectionable, permission was given for faying surfaces to be painted. Other design provisions were not changed, however, and thus calculations were unmodified even though the coefficient of friction was obviously greatly reduced. Further revisions were provided in 1955 through an interpretative appendix. The main provisions of this appendix related to the design of compression members and of connections where direct tensions were applied to the bolts.

When first used in the U. K. the design of friction grip bolts followed the American "replacement for a rivet" technique. It was soon realised, however, that this technique was only economic when bolt preloads of the order of 34 tons/sq. in. were being used. As bolt preloads equivalent to 50 and 60 tons/sq. in. were envisaged, design on the frictional capacity of the joint became

necessary and this method of design rapidly gained favour. In this respect it must be remembered that as there was no British Standard covering the grade of steel to be used or the design of the bolts, the engineer had complete freedom in these respects. For clean, dry, paint-free surfaces a slip factor of between 0.3 and 0.4 coupled with a factor of safety of 1.5 is now generally used with no distinction between static and fatigue loading conditions.

Increasing use is being made in the U. K. of connections in which the bolts are subject to external tensile loads. Under these conditions the bolt preload does not remain constant and, depending upon the relative stiffness of the bolt and bolted parts, a proportion of the external load is transferred to the bolt itself. Since the part-torque part-turn method of tightening causes yielding of the bolt any increase in the bolt load will result in some permanent extension. Loss of preload results when the external load is removed [13]. Under cyclic conditious the absolute value of the preload and the load range also become important as these factors determine the fatigue life of the connection. Only a limited number of tests concerning the behaviour of joints under tension have been carried out and, at present, the design of such joints is probably overcautious. Their design is generally based on the assumption that the external tensile load on any bolt in the joint shall not exceed a certain fraction of the preload. A value of 0.4 to 0.5 is usually used (i. e. a factor of safety against separation of roughly 2) and this empirical method of design is applied to both static and fatigue loading.

The recent specifications issued on a preliminary basis in Germany [14] for the calculation, design and assembly of high-strength bolted connections are significantly different from the American Research Council's specifications. In essence, the German specifications provide for design based directly on considerations of friction capacity. Shearing capacities per bolt per friction face are calculated from bolt tensions and coefficients of friction. The specifications further provide that contact surfaces be flame-cleaned or sandblasted, with this treatment being undertaken not more than five hours before the connection is completed. With this rigorous requirement, coefficients of friction of 0.45 (for St. 33 and St. 37) and 0.60 (for St. 52) are suggested. Furthermore, for normal loading, different factors of safety are specified depending upon use: for ordinary structures, a factor of safety against slip of 1.25 is required, whereas for bridges and cranes (dynamic loading) a factor of safety against slip of 1.60 is required.

5. Commentary

From the preceding discussion it is clear that there is a distinction between fatigue and static shear loading. The favourable behaviour of a high-tensile bolted joint in fatigue depends entirely upon the ability of the joint to with-

stand working loads without slip. In the case of static loading on the other hand, whilst working loads *may* be within the frictional capacity of the joint no distress is experienced if the bolts do in fact slip into bearing. Some cognizance of these factors is indicated in current specifications and practice.

In the American specification a statically loaded joint may have its contact surfaces painted before assembly even though it is known that such joints will slip into bearing under small working loads. Although the actual capacity of the bolt in shear is ignored, the fact that static joint strength is primarily dependent upon direct bearing rather than friction is thus implicit in the code. In the German specification the difference between static and fatigue loading is treated by differing factors of safety though, unlike the American specification, both types of loading must be resisted by the frictional capacity of the joint. In the U.K. a specification covering the design of high-tensile bolted joints is not available and the question of differentiating between static and fatigue shear loads is entirely in the hands of the engineer. At present, it would appear that no attempt is made to distinguish between the two types of loading and all joints are designed on a frictional basis with a common factor of safety against slip.

At this point it would appear advantageous to formulate general principles of design for joints subject to static or fatigue shear loading. For fatigue loading it is essential that the joint be designed for the load to be carried entirely by friction. It is therefore suggested that the American specification should be modified to provide a direct friction-joint design method similar to that currently in use in the U.K. and Germany. Bolt tensions should be specified and a series of coefficients of friction established for different kinds of surface preparation. It does not appear desirable to always demand high quality joints with say flame-cleaned or sandblasted surfaces and it would be more reasonable to provide for alternatives such as:

Flame-cleaned, or sandblasted surfaces	$\mu = 0.43$
Plain mill scale surfaces	0.30

A joint proportioned in this fashion would be able to resist fatigue loadings with full reversal between tension and compression for an endurance life of at least 2,000,000 cycles with ordinary plate tension stresses.

For joints subject to static loading there is a fundamental difference between current European design practice and the latest American trend. In the U.K. and Germany it is felt that slip of the joint is still undesirable and that design should again be based on frictional capacity. In America it is felt that frictional capacity of the joint is unimportant, that slip should be accepted and design based upon principles similar to those used for riveted joints. Test results have indicated that a "T:S:B" ratio of approximately 1:1.25:2.00 would provide a properly balanced design. No precautions need be taken regarding cleaning of contact surfaces and large bolt tensions are not necessary.

Bolt tensions of the order of one-half those specified for friction joints would be adequate to prevent undesirable looseness in connections. With such reduced tensions it would be possible to use smaller washers, without hardened surfaces, and also to use ordinary nuts instead of the heavy nuts necessary for high tensions.

Development in any branch of engineering implies further exploitation of the technique to meet the same functional requirements more cheaply. For example, in America the trend is to relax field requirements for joints subject to static duties. In Germany different factors of safety depending upon the nature of the loading and, by special treatment of the faying surfaces, very high slip coefficients are used. In the U.K. the striving for greater efficiency is taking the form of the use of higher strength bolts of alloy steels and some cognizance in design of the greater clamping forces which the part-torque part-turn method gives. Artificially increasing the slip coefficient between the faying surfaces by the introduction of abrasive or other materials is being approached by several workers. The British author is currently concerned with the promising developments in this field using glue like materials. This work is perhaps the logical step following the pioneering efforts of his colleagues in the field of glued metal aircraft structures and latterly by German structural engineers in the bridging field.

References

1. C. Batho and E. H. Bateman, "Investigations on Bolts and Bolted Joints", Second and Final Reports, Steel Structures Research Committee (1934, 1936).
2. W. M. Wilson and F. P. Thomas, "Fatigue Tests of Riveted Joints", Bull. No. 302, University of Illinois, Engineering Experiment Station (1938).
3. K. H. Lenzen, "The Effect of Various Fasteners on the Fatigue Strength of a Structural Joint", Bull. No. 480, American Railway Eng. Association (1949).
4. W. H. Munse, D. T. Wright and N. M. Newmark, "Laboratory Tests of Bolted Joints", Trans. ASCE, v. 120, p. 1299 (1955); (first published in 1951 for ASCE Centennial).
5. "Symposium on High Strength Bolts in Structural Joints", Trans. ASCE, v. 120, p. 2778 (1955); (first published in 1951 for ASCE Centennial).
6. "The Use of High Strength Structural Bolts in Steel Railway Bridges", Reports by Subcommittee to Committee XV, Iron and Steel Structures, Bulls. Nos. 485 and 506; American Railway Eng. Association (1950, 1953).
7. "Specifications for Assembly of Structural Joints Using High Strength Steel Bolts"; Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation (first issued 1951, revised 1954).
8. ASTM-A325-55T; "Tentative Specification for Quenched and Tempered Steel Bolts and Studs with Suitable Nuts and Plain Hardened Washers" (first issued 1949).
9. American Standards Association, ASA-B18.2 and B27.2 (Bolt, nut and washer dimensions).
10. R. A. Hechtman, A. G. Young, J. M. Chin and J. M. Savikko, "Slip of Joints Under Static Loads", Proc. ASCE, v. 80, No. 484 (September 1954).

11. W. H. MUNSE, "Bolted Connections-Research", Proc. ASCE, No. 650 (1955).
12. D. D. VASARHELYI et al, "Effects of Fabrication Techniques on Bolted Joints", Proc. ASCE, v. 85, No. ST3, p. 71 (March 1959).
13. F. M. EASTON, E. M. LEWIS and D. T. WRIGHT, "Some notes on the Use of High Preload Bolts in the United Kingdom", Jnl. Inst. of Structural Engineers, v. 35, No. 5, p. 167 (May 1957).
14. "Preliminary Directives for the Calculation, Design and Assembly of Non-Slip Bolted Connections for Steel Structures, Bridges and Cranes", German Committee for Structural Steelwork (1956).
15. "Code of Field Practice for Assembly of Structural Joints using High Tensile Steel Bolts"; Canadian Institute of Steel Construction (Adopted 1954 — revised 1956).

Summary

Specifications and codes of practice have perhaps a greater significance in structural engineering than in any other field of technology or science. It has been seen that the development of the hightensile bolted joint has been due in large part to the early provision of a specification for design by the American Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints. These rules were laid down in 1951 following early research work on fatigue connections and provided for design on the basis of a simple substitution of bolts for rivets with the note that such an approximation would be needed only "until independent rules for the design of bolted joints can be developed". This paper suggests that the present knowledge concerning bolted joints has developed to the point where such independent rules can be established. It can be shown that the circumstances for static and fatigue loading are essentially different and that different design procedures should be used. A friction joint is essential for fatigue and in this case design should be based on a knowledge of bolt tensions and coefficients of friction. For static loading, strength depends neither on bolt tension nor coefficient of friction but upon the ultimate strengths of the materials. Design in this case should be based simply on material properties.

Résumé

Dans le domaine du génie civil, les normes et règlements jouent peut-être un rôle plus grand encore que dans tout autre domaine de la technique ou de la science. L'évolution des joints boulonnés précontraints est manifestement la conséquence de la publication en temps opportun de normes par l'American Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints. Ces prescriptions ont en effet été publiées dès 1951, sur la base des premières recherches concernant la fatigue; elles prévoient le calcul à l'aide d'une simple substitution d'un rivet au boulon, avec cette remarque qu'une telle approximation n'est nécessaire que jusqu'à la mise au point de prescriptions particulières pour le

calcul des joints boulonnés. Les auteurs montrent que les connaissances actuelles concernant les joints boulonnés ont atteint un stade suffisant pour l'établissement de telles normes. Il est possible de montrer que les conditions de charge statique et de fatigue sont essentiellement différentes les unes des autres et qu'il est nécessaire de prévoir corrélativement des procédés différents de calcul. Pour la fatigue, il est essentiel que l'assemblage travaille à la friction. Dans ce cas, le calcul doit donc être basé sur la connaissance des contraintes dans les boulons et des coefficients de frottement. En ce qui concerne les charges statiques, les contraintes ne dépendent ni des efforts dans les boulons ni des coefficients de frottement, mais bien de la charge de rupture du matériau. Dans ce cas, le calcul doit donc être uniquement basé sur les caractéristiques de ce matériau.

Zusammenfassung

Normen und Vorschriften haben vielleicht im Bauingenieurwesen eine größere Bedeutung als in irgendeinem anderen Gebiete der Technik oder Wissenschaft. Offensichtlich ist die Entwicklung des vorgespannt verschraubten Stoßes weitgehend eine Folge der frühzeitigen Aufstellung von Entwurfsnormen durch das «American Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints». Diese Vorschriften entstanden 1951 auf der Basis von ersten Untersuchungen über die Ermüdung und sahen die Berechnung mit Hilfe einer einfachen Substitution der Schraube durch einen Niet vor, mit der Bemerkung, daß diese Näherung nur nötig sei, «bis unabhängige Vorschriften für die Berechnung geschraubter Stöße entwickelt werden können». Die vorliegende Arbeit zeigt, daß die heutigen Kenntnisse über geschraubte Stöße einen für die Aufstellung von solchen Normen genügenden Stand erreicht haben. Es kann nachgewiesen werden, daß die Bedingungen für statische Belastung und Ermüdungsbelastung grundsätzlich verschieden sind und daß entsprechend verschiedene Berechnungsverfahren angewendet werden sollten. Bei Ermüdung ist es wichtig, daß der Stoß auf Reibung arbeitet. In diesem Falle sollte die Berechnung also auf der Kenntnis der Schraubenspannungen und Reibungskoeffizienten basieren. Für statische Belastung sind die Beanspruchungen weder von der Schraubenspannung noch von den Reibungskoeffizienten, sondern von der Bruchfestigkeit des Materials abhängig. Die Berechnung sollte also in diesem Falle nur auf Grund der Materialeigenschaften durchgeführt werden.

Construction métallique - Stahlbau - Metal Structures

III
Ossature métallique
Stahlskelettbauweise
Steel Skeleton

III a
Calcul, dimensionnement et réalisation
Berechnung, Bemessung und Ausbildung
Design and Execution

III b
Dalles et parois planes
Decken und Wände
Slabs and Walls

III c
Procédés de montage et sécurité du personnel
Montage und Unfallverhütung
Erection and Safety of the Workmen

General Report

GEORGE WINTER
Prof., Ph. D., Ithaca, N.Y.

1. Current Trends in Steel Building Design

The major part of this report is concerned with steel-framed multistory buildings of the type used for offices, hotels, apartments, and the like. While many important refinements and improvements are taking place in the design methods for such structures, no radical change has yet occurred in this field. Yet, in 1960 no report on steel-framed buildings would be complete without mention of the fact that a new and basically different design method is establishing itself, at least for one- and two-story welded rigid frame structures, such as industrial buildings, warehouses, and the like.

I am referring, of course to design and analysis based on the plastic behavior of structural steel. Various phases of this method have been discussed in 1956

in Lisbon and, particularly, in 1952 in Cambridge. Since that time the codes and specifications for the design of steel structures, both in Great Britain and in the United States, have officially authorized the use of these methods. This was the result of intensive and sustained research efforts carried out for more than a dozen years semi-independently in Great Britain (mostly at Cambridge University) and in the United States (mostly at Lehigh and Brown Universities). In the USA, in particular, the results of this research have been incorporated in an appendix to the nationally recognized Specification of the American Institute of Steel Construction. This appendix, adopted in December 1958, authorizes the use of the plastic design method and contains specific rules for its application. It limits the application to continuous beams and one- and two-story rigid frames. Individual structures, both in Britain and the USA, had been plastically designed even before the official adoption of these rules. Their number is now increasing significantly, even though both methods continue to exist side by side. What recommends the plastic method, if judiciously applied, is a demonstrable saving in steel, a reduction of the time required for design and analysis, and a more realistic understanding of the actual behavior of continuous steel structures under load.

Even though further research must be done, particularly in the field of plastic frame instability, to show whether plastic design can be applied with assurance to high, multi-story buildings, its lessons even now deepen our engineering understanding of such structures. The interesting contribution of Mr. Pierre Dubas may serve as an illustration. By an elegant elastic analysis Mr. Dubas demonstrates the influence of axial deformations of the columns on the distribution of bending moments in multi-story frames. He shows, in particular, that even if the loads on the frames are concentrically applied directly to the columns, sizable moments are induced merely by the differences in longitudinal column deformations. This result is interesting and undoubtedly correct. However, plastic theory leads one to believe that these moments, merely caused by elastic deformation compatibility, have little influence on the real carrying capacity of the frame for static loading. Indeed, partial plastification prior to collapse tends to cancel these deformation-caused moments and to render them harmless. The case is somewhat analogous to that of differential support settlement of limited amount. This, too, looks very serious when only elastic stresses are investigated, but is actually harmless to the strength of the structure, as is easily demonstrated by plastic analysis and test.

One of the reasons why caution is still advisable in applying plastic analysis to multi-story frames is well illustrated by the results of the important investigations on frame instability carried out at the College of Science and Engineering, Manchester, England, and briefly summarized in the contribution by W. Merchant and A. H. Salem. They demonstrate that the loads at which multi-story frames are subject to side-sway buckling (i. e. buckling by horizontal motion

even though all external loads may be vertical) are considerably smaller (up to 50% and more) than one would obtain by considering the columns as simple, hinge-ended Euler columns. This is increasingly so, the larger the number of stories. It follows that for the correct elastic design of such frames effective lengths for the columns must be used which are larger than the real length. With regard to plastic frame analysis the paper further demonstrates the following by specific examples: For a simple portal frame under chiefly vertical loading, frame instability may cause the actual collapse load to be only 80% of that indicated by «simple plastic theory». For two-story portals, frame instability can reduce the collapse load by as much as 30% as compared to that which would be plastically calculated without regard to instability, for slenderness ratios of the columns as low as 67. The A.I.S.C. rules for plastic design make provision for such side-sway buckling, but these are so far not applicable to tall, multi-story frameworks.

This matter of frame instability by lateral buckling is gaining increasing importance, regardless of whether frames are designed elastically or plastically. This is so because, as will be discussed below, modern construction tends to decrease dead loads radically. In consequence, we now have much lighter frames than were customary as recently as ten years ago. This tendency also heightens the influence of horizontal loads, such as by wind or seismic action, which further accentuates the problem of the lateral stability of such frames.

These two features, plastic design and lateral frame stability, have been mentioned first because, in their application to steel framed tier buildings, they are in a state of flux and of continuing research. The rest of this report will be concerned with a description of the present status and techniques in the construction of tier buildings, in which radical changes have occurred within the last ten years. In addition to the papers in the Preliminary Publication, reference will be made chiefly to American developments. The writer wishes to apologize for this one-sided treatment, but he is necessarily limited by his own experience.

2. Nature and Function of the Modern Tier Building

It is impossible to discuss adequately the structural aspects of modern tier buildings without considering their functional nature. As Mr. Pickworth has pointed out in his contribution, the modern office building is a complicated machine; it must be viewed as such rather than merely as a structure. The proper functioning of modern office organizations, banks, and the like requires a multitude of services, among which are internal and external telephones and closed-circuit television, water, gas and sanitary services, electric power for a wide variety of uses, vertical and horizontal traffic within the building, heating and air conditioning, acoustical conditioning, and provision for the rapidly expanding use of a great variety of business machines. To

avoid premature obsolescence, all these services must be kept as flexible and adaptable as possible. In addition, it is these high buildings which increasingly determine the face and profile of the modern city, so that architectural and esthetic demands assume primary importance. The president of one of the large construction companies, Mr. H. C. Turner, has said that in regard to modern tier buildings "contemporary design means a desire for distinction and individuality, for greater efficiency, usability of space, flexibility, and expansibility." The attainment of these goals depends on a close co-operation of a team of architects, mechanical, electrical, sanitary and other engineers and, of course, of structural engineers. As Mr. Pickworth remarks, the building will be successful if the structural engineers enter into the very earliest phases of planning, rather than being called upon merely to furnish the structural design for an architecturally completed project.

From a technological viewpoint the modern tier building is increasingly becoming an assembly of factory mass-produced parts shipped to the site and hoisted into place. Cellular and other floor units, movable interior partitions, flat ceilings of acoustic tile or translucent plastic, recessed fluorescent lighting, thin exterior curtain walls, and sub-assemblies of the previously mentioned service conduits, are all mass prefabrications. They reduce greatly the amount of on-site labor and eliminate much, if not all, of exterior and interior scaffolding and shoring. All this contributes to speed and economy of erection, particularly under the difficult construction conditions in the center of big and crowded cities.

The demand for complete flexibility of use of space has led to one of the more radical structural developments, namely to a constantly increasing spacing of columns. During the last few years several high office buildings have been erected in the USA and Canada which are entirely free of interior columns. In these particular structures the two rows of exterior columns are spaced approximately 60 ft. from each other and the floor system is supported by girders approximately 3 ft. deep which span freely across the 60 ft. between columns. This is an illustration of the fact that in such buildings functional demands frequently outweigh possible economies in the initial cost of the structure, as pointed out by Mr. Pickworth.

3. Floors

Until relatively recent times, conventional reinforced concrete slabs have constituted almost the only floors system used in skyscraper type buildings. It is easily realized that, apart from their undesirably large weight, these floors do not answer the functional needs and requirements of tier buildings which have just been discussed. Their use has been rapidly decreasing, although they continue to be employed for special reasons and sometimes in modified form. Thus, in one of the newest and most remarkable buildings, the 38-story

Seagram building on New York's Park Avenue, floors consist of 4 in. of reinforced, lightweight foam concrete, topped by a 3 in. lightweight concrete fill. All electrical ducts (for power, phones, intercommunication systems and internal television) are located in this fill. This is one example of the possible adaptation of reinforced concrete floor systems to the demands of modern skyscraper design.

The more modern floors systems, which have developed within the last 10 to 15 years, are very completely discussed in Mr. Stetina's contribution. In addition, Mr. Krapfenbauer devotes a large part of his paper to cellular floors, probably the most important of these newer systems. While, as Mr. Stetina points out, strength as a support was almost the only function in previous times, modern floors have in addition to satisfy a great variety of other requirements. In office buildings they must provide for complete flexibility of electrical and other services and connections, and for equal flexibility of locating and relocating movable partitions. They must furnish room for conduits and ducts for other services, such as heating and airconditioning, the latter having become an absolute necessity, particularly in largely glass-sheathed buildings. Reduction of dead weight contributes to structural economy, but brings with it sound transmission problems. Thus, acoustical conditioning, in regard to reflection as well as transmission, has become an important floor system requirement. In connection with reduced story height, provision for incorporating recessed, diffused lighting has assumed increasing importance. From the viewpoint of speed and economy of erection, elimination of the tedious scaffolding necessary for conventional reinforced concrete floors is a primary requirement. It is also desirable that floor construction be practically simultaneous with steel erection, story by story, and that the floor, when erected, be immediately available at full strength as a working platform for the other trades, such as plumbers, electricians, etc.

Mr. Stetina describes the various newer floor systems which satisfy some or all of these requirements. Thus, a newer development of reinforced concrete floors consists in slabs poured unto thin, profiled sheet steel forms. These forms are mostly self-supporting and thus eliminate temporary wooden forms as well as shoring. They stay in place in the completed structure and constitute the positive bending reinforcement of the slab. The floors are often made of lightweight concrete, and some systems permit the location of at least some of the necessary conduits within the slab.

Probably the most economical modern system from the viewpoint of first cost are steel bar joists supporting a thin concrete slab. The joists are simply standardized, mass-produced closely spaced, light trusses. The chords are made of light steel shapes, either hot-rolled or cold-formed from sheet steel, while the diagonals consist of round bars.

These two systems are economical and frequently used where ducting and conduit requirements are moderate, such as in hospitals, hotels, apartment

buildings, and the like. They are rarely employed in large, multi-story office buildings. For these, cellular floors made by cold-forming of thin sheet steel represent the most important post-war development. Their wide acceptance would not have been possible without the results of another intensive and sustained research effort of many years' duration. These are the investigations which the writer and his associates have carried out at Cornell University on the strength and performance of cold-formed, thin-walled steel structures and which have led to the A.I.S.I. Manual and Specification for the Design of Lightgage, Cold-formed Steel Structural Members, the official American document in this field. The writer has reported on some phases of this work at the Liège and Lisbon Congresses and has given a comprehensive review of the entire field of thin-walled steel construction at the Cambridge Congress.

Several of the mass-produced, cellular floor panels are described and discussed in the contributions by Mr. Stetina and Mr. Krapfenbauer. The structural design of these floor elements, in regard to carrying capacity and deflection under load, is carried out by the engineering staff of the fabricator who mass-produces the particular type. The designer of a tier building merely selects the appropriate type from a catalogue. For this reason it is easily forgotten that the structural design of such thin-walled steel shapes by itself represents challenging and interesting problems of considerable complexity.

The features which have resulted in the wide acceptance of cellular floors are documented in detail in the contributions of Mr. Stetina and Mr. Krapfenbauer. Among them are the availability of the cells for a great variety of ducts and conduits, the installation, at full strength, of the flooring simultaneously with the steel frame erection, the absence of any formwork and scaffolding, the immediate availability as a working platform, etc. The writer would like to add that in cases where ducting requirements are minor, the cellular deck itself often constitutes the exposed ceiling. It is then acoustically treated by perforation and insertion of sound-absorbing light-weight materials, and provision is made for using part of the cells for recessed lighting.

From the viewpoint of structural economy it is important that, as Mr. Stetina remarks, cellular floor systems weigh only one-third to one-half of conventional concrete slab plus steel beam floors. This sizable reduction in dead load, naturally, permits corresponding weight savings in the main skeleton and in the foundations. It is one of the several influences which, as has been mentioned before, have greatly reduced the weight of the main framing of tall tier buildings.

4. Walls

Tall office buildings were first erected with bearing-wall construction, rather than with steel or concrete frames. Mr. Stetina points out that in the 1880's the bearing walls of 16-story buildings were up to 15 ft. thick at the base. With the development of skeleton construction, walls lost their bearing func-

tion and served exclusively for enclosure and insulation. Even then, masonry remained practically the only material until quite recently. One of the first buildings with an all metal-and-glass facade was the administration building of the Aluminum Company of America in Davenport, Iowa, 1948, and one of the first all-glass facades that of the United Nations Building in New York, 1949—1950. But the trend to thin walls in tall buildings received its strongest impetus from the erection, 1951—1952, of five big buildings in Pittsburgh, four of which have stainless steel facades and one an aluminum facade.

Present curtain wall construction is described in detail in Mr. Stetina's contribution, supplemented in regard to metal curtain walls by Mr. Krapfenbauer. Masonry continues to be used for curtain walls, but its weight has been reduced from about 130 to about 80 lb./sq. ft. Recently, masonry sandwiches have been developed which weighed as little as 30 lb./sq. ft. and consist of a thin, exterior natural-stone slab backed up by light-weight insulating material.

The main current trend, however, is to combinations of metal and glass, in various proportions, including such all-glass facades as the United Nations and the Seagram Buildings in New York. They are as thin as 2 in. and even less, as compared to the 12 in. of the standard masonry curtain wall, and weigh as little as 4—5 lb./sq. ft. as compared with 80 to 130. The consequence is another large item in reduction of total load on the steel skeleton, and a corresponding saving in steel and in foundation cost. Likewise, the increase in usable floor space adds to the rent income, a representative figure being 5% for a 100 ft. square building. Typical metal curtain walls are erected from the inside, eliminating the cost and complexity of exterior scaffolding. In addition, the great variety of textures and colors now available for facades has added a new dimension to architectural expression.

Not all is saving, however. In particular, the cost of some of the thin curtain walls is considerable. If the average cost per square foot of a brick curtain wall is designated as 100%, porcelain enamel steel walls cost approximately 150%, aluminum walls 170%, stainless steel walls 160 to 240%, and all-glass walls 220 to 250%. In addition, if a large proportion of the facade area is glass, difficulties with and costs of interior climate conditioning are considerable. In particular, large glass areas call for greatly increased air conditioning installations, with added initial cost and current expense. With large glass areas it may become necessary to heat and cool a building simultaneously. Even in winter time temperatures up to 140° on the south and west side have been measured simultaneously with temperatures as low as 0° F. on the north and east side. In a largely glass sheathed building in Los Angeles during the winter, inside temperatures will rise to 90° F. when the outside temperature is 50°, even though the air conditioning system is running at top power. This situation is better in the summer when the sunlight, impinging at a steeper angle from the high-standing sun, is mostly reflected from the glass surface. Similar difficulties have been encountered in all localities where large glass

proportions have been used. It seems to the writer that the present fashion of excessive use of glass in facades, while capable of some striking architectural effects, is an aberration and will not last very long. It is not conducive, and even detrimental, to the well-being of the building occupants and its high initial and maintenance costs (in heating, air conditioning and cleaning) are not balanced by corresponding advantages.

Other initial difficulties with thin curtain walls have been: lack of weather tightness, condensation on the interior face of the external metal sheet, tight dimensional tolerances which made it difficult to adapt to the normal dimensional deviations of the steel frame, the problem of external cleaning of the immovable window and glass surfaces (solved by the use of movable cleaning platforms hung from the top of the building), and the like. All these have been successfully overcome and thin curtain walls are now prevalent not only for multi-story buildings but also for lower one- to three-story commercial, administrative and residential structures.

5. Fireproofing

Extensive changes have occurred not only in means and devices for fireproofing, but in the entire conception of fire protection. It is realized that buildings must be classified in regard to degree of fire danger and extent of necessary fire protection, depending on the "fire load" as discussed in Mr. Kollbrunner's contribution, on use of building, size of incombustibly enclosed area, and many other factors. At the same time, the fire resistance of various types of construction is now being determined by extensive and large-scale fire testing. As Mr. Boué shows, even without international standardization the various industrial countries have arrived at very similar fire-testing procedures, in regard to the imposed time-temperature curve and other features.

As an example of the development, Mr. Stetina recalls that the old 4-hour fire rating requirement for walls was originally meant to apply to bearing walls which, if weakened by fire, would cause the building to collapse. Carried over into framed construction, this provision made no sense, particularly in connection with the fact that no limits were set on the amount of windows which have essentially zero fire resistance. These obsolete requirements have now been changed and many American cities require only a 2-hour fire rating for external walls, while a number of others merely stipulate that the wall must be of incombustible construction. Analogous developments have occurred in regard to requirements on interior fireproofing.

Similar radical changes have taken place in means and techniques of fire protection. It used to be that steel beams and columns had to be fully encased in concrete. Such full encasement is now largely replaced by membrane fireproofing by means of light-weight plaster. This produces a weight saving in the ratio of about 15 : 1, as noted by Mr. Stetina. Cellular steel floors are being

fire-proofed either by light, suspended plaster ceilings or by the spraying of lightweight plasters (various mixtures of vermiculite, perlite, gypsum, asbestos), directly onto the deck.

The weight savings which can be achieved in this manner are very impressive and add to those obtained through the use of modern floor and curtain wall construction. Mr. Boué notes a case where changes in fireproofing alone have resulted in a 20% reduction of construction costs.

6. Frame Design

While the structural engineer should, and does play a role in regard to the various features discussed so far, his main concern is, of course, the design of the main steel framing. In this regard, too, considerable changes have occurred, in part in view of developments in floor, wall, and fireproofing techniques, in part as a consequence of advances in the art of steel construction.

To begin with, it should be noted that reinforced concrete continues to play a role in the framing of tier buildings. For structures up to 10 or 15 stories, and even 20, it is not unusual that reinforced concrete is found more economical than steel. For taller buildings the columns in the lower stories assume excessive dimensions, but this can be alleviated by using composite columns in these lower floors, consisting of heavy, rolled steel shapes encased in concrete, This was done, for example, in 1957 for a 24-story office building in Cleveland which had originally been designed for steel framing, but was changed to reinforced concrete when a steel shortage threatened speedy completion. (The interesting measurements on a steel-framed building reported in the contribution by Messrs. Sparkes, Chapman and Cassell seem to indicate that under the low loads at which these measurements were made the concrete in the column encasement did not carry any of the loads. The brevity of this paper makes it difficult to interpret these findings since no information is given as to transverse spiral or other reinforcement of these columns and because the measured stresses were quite small compared to the full design stress, let alone stresses near failure. This merely illustrates the usual difficulty in interpreting strain measurements made on actual structures during construction.) In two successive years, 1958 and 1959, the New York City Housing Authority took alternate bids in steel and in concrete framing for groups of 20-story, low-cost housing developments. In both cases concrete framing produced a saving of some 6% in total construction cost.

This illustrates that reinforced concrete maintains its place mostly for functionally relatively simple structures (apartment buildings, hospitals, etc.) of moderate height and where low first cost is of decisive importance. However, the preponderance remains with steel framing, particularly for office and similar buildings. Thus, of 26 tall buildings (7 to 64 stories) under construction in New York in 1959, 24 were steel framed.

Until after the Second World War, riveting was almost the only connection method employed for steel framing, except for a limited use of bolts for secondary field connections. In the years around 1950 a definite trend toward the use of welded connections began to develop, particularly in localities at sizable distances from well-established fabricating shops. For instance, of 18 buildings of an average height of 18 stories, begun in Texas in the years 1951 to 1953, 12 were of welded construction and only 6 were riveted. The contribution by Messrs. D. T. Wright and R. M. Gooderham describes an interesting ten-year development of welded construction in Toronto, Canada, which began in the first buildings with the substitution of welding for riveting in simple, customary connections, and culminated in the latest structures in fully rigid, welded construction, with butt-welded connections used throughout. This may be an illustration of the fact that developments in one country are not necessarily conclusive for another. The writer doubts that under American conditions these butt welding methods would prove economical. While they definitely save material, the authors clearly describe the close dimensional tolerances that must be maintained and the special precautions which are taken to accommodate even the small deviations from ideal shape which are found in all structural members. These are complications which are probably tolerable where ease, speed, and cost of erection are not of decisive importance.

As Mr. Pickworth indicates, in recent years high-strength, high-tension bolts have become by far the most common means for main field connections, while ordinary unfinished bolts continue to be used for connecting secondary members such as floor beams, purlins, and the like. High-strength bolts have hitherto been designed on the rather primitive basis of simple one-for-one substitution for rivets of the same size. Impending changes in design codes will reflect more closely the results of yet another extensive research undertaking which has been done on these connections. These changes will permit the designer to utilize the inherent strength advantage which high-tension bolted connections have in several respects over identical riveted connections.

To be sure, there are exceptions to this trend. Thus, in the 19-story Inland Steel Building in Chicago, one of the most interesting recent structures, all main column and girder connections are welded and only secondary connections are bolted. The building is free of interior columns, the main girders spanning about 60 ft. between exterior columns which are located outside of the enclosing curtain walls. However, in a very similar structure erected two years later (1958), the 20-story Crown Zellerbach Building in San Francisco, whose girders span 63 ft. between exterior columns, all connections were bolted except for the welded butt splices of the main columns. The advantage of one method over another often depends on local and erection conditions. Thus, in 1959 in a 9-story building in Denver, the mere substitution of welding for high-strength bolting, without any changes in the sizes of the members, resulted

in considerable savings both in cost and in construction time. Also, the 1958 Union Carbide Building in Canada, described by Messrs. Wright and Gooderham, is of very similar layout as the Crown Zellerbach Building in San Francisco but, in contrast to the latter, is all-welded. However, to date these are the exceptions; it is high-tension bolting which accounts for the majority of structures.

The radical reduction of dead loads which comes from the utilization of modern floor-, wall-, and fireproofing systems has been described. Taken in combination with improvements in design methods this has resulted in a very sizable reduction of the weight of the main steel framing itself. Statistics are difficult to obtain, but a tabulation in Mr. Stetina's contribution indicates that within the last 25 years the weight of steel framing, for buildings of identical size and layout, may have decreased to roughly one-half. These lighter frames are, of course, more flexible than the previous, heavier structures. In addition, the conventional masonry panel walls, reinforced concrete floors, and full concrete encasement of columns and girders in the older structures had all contributed greatly to the strength and, particularly, stiffness of the structure, even though this influence was generally neglected in design.

In contrast, today's light-weight floors and walls make no contribution to strength and stiffness (except when especially designed for the purpose). Consequently, questions of deflection, resistance to horizontal loading (wind, earthquake, etc.) and horizontal sway have assumed much greater importance than in previous years. It becomes more frequently necessary, therefore, to calculate vertical and horizontal deflections and even to carry out dynamic analyses in order to limit oscillations from vertical as well as from horizontal loading. These calculations, where possible, should be made for actual, expected loads, rather than for the legal loading usually prescribed in codes.

In regard to horizontal deflection Mr. Pickworth indicates that sway under design wind load should not exceed 0.15 to 0.20% of the height. For the previously mentioned Crown Zellerbach Building in San Francisco, sway under design wind load was limited to about 0.12% and for seismic load to about 0.16%. (Design for earthquake loading is mandatory on the Pacific coast and in some other parts of the USA. In the case of the Crown Zellerbach Building the equivalent seismic load was 3.5% of the vertical gravity loading.)

The manner in which horizontal loads are resisted has become of greater interest and concern. There are, essentially three ways for framed buildings to resist horizontal loads. The skeleton itself, designed as a rigid or semi-rigid frame, is dimensioned to withstand the horizontal loads. Or else, vertical truss bracing is introduced in selected planes to receive the horizontal loads. Finally, solid vertical concrete walls, known as shear walls, are also used in appropriately selected planes. They are usually arranged around the service core which contains the banks of elevators (lifts) and other services, but narrow exterior walls are also used on occasion. Rigid frame bracing gives the least

interference with interior space requirements and, therefore, is preferred, but may result either in excessive deflections or in excessively heavy members. It is frequent, therefore, that special bracing in selected vertical planes, by shear walls or truss bracing, is advantageous or necessary. In this case the floor construction must possess sufficient strength and rigidity to resist horizontal loads and conduct them, in "diaphragm action", to the braced vertical planes. Extensive, full-size tests have shown that not only concrete slabs but also lightweight cellular steel floors are capable of developing the necessary diaphragm action, if the individual panels are adequately connected by welding.

The wind bracing design is among the more challenging problems of analysis. For unsymmetrical buildings precise calculations must be made to determine how much of the total horizontal force is resisted by each of the braced vertical planes. The problem becomes even more involved when several systems of different rigidity are used in the same structure. Thus, in the Crown Zellerbach Building vertical truss bracing is used in the separate service tower, which contains the elevators and other services, while the interconnected main building relies on rigid frame action to resist wind and earthquake forces. The 38-story Seagram Building has vertical truss bracing which, up to the 17th floor, is imbedded in 12 inches of concrete.

7. Erection and Safety

The erection of high, large tier buildings is just as impressive an engineering accomplishment as is their planning and design. It is not the mere fact that highly specialized and ingenious techniques are used, as described in Mr. Rapp's contribution, some of which amount in essence to lifting oneself up "on one's own bootstraps". In addition to these technical accomplishments, the construction of a vast building in the crowded center of a modern city makes the highest demands in regard to overall organization. There is usually no space available for storage or staging. A continuous flow of materials must be maintained, in closest co-ordination with the steel fabricating shop and other suppliers. Traffic to, from and on the site must be maintained in the face of all the outside interference which the big-city location implies. The problems of logistics are by no means inferior to those encountered by the military in directing large masses of troups.

In all this, the problem of workmen's safety is not a separate feature, but an integral part of the process. It is evident from Mr. Rapp's and Mr. Wolf's contributions that each phase, technique, and procedure must be planned both for safety and for technical efficiency. The American experience seems to show that any unsafe measure is also an inefficient and uneconomical measure. This experience also seems to indicate, as is evident from Mr. Wolf's paper, that a very high safety record is best achieved by a long and sustained

safety tradition, by voluntary and intensive co-operation between employer and employee, management, foremen, and working force, rather than by the detailed imposition of safety laws by government agencies, enforced by official, outside inspectors. Again, the experiences in one country are not necessarily transferable to the conditions of another.

Rapport général

1. Tendances actuelles dans l'étude et le calcul des immeubles à ossature métallique

La majeure partie du présent rapport concerne les immeubles à étages multiples en charpente métallique du type bâtiments d'affaires, hôtels, immeubles locatifs et autres. Bien que d'importantes améliorations aient été apportées aux méthodes de calcul des ossatures métalliques, aucun changement fondamental n'est encore survenu dans ce domaine. Néanmoins un rapport concernant les ossatures métalliques se doit, à l'heure actuelle, de rappeler qu'une nouvelle méthode de calcul, foncièrement différente de l'ancienne, commence à se répandre tout au moins dans l'étude des ossatures formées de cadres soudés à un ou deux étages, comme celles des bâtiments industriels, entrepôts, etc.

Je veux parler de l'étude et du calcul basé sur le comportement plastique de l'acier de construction. Différents aspects de cette méthode ont été discutés en 1956 à Lisbonne et spécialement en 1952 à Cambridge. Depuis lors, en Angleterre et aux Etats-Unis, les règlements concernant l'étude et le calcul de constructions en acier autorisent officiellement l'application de cette méthode. C'est le résultat de plus de douze ans de recherches intenses et patientes effectuées de façon plus ou moins indépendante en Grande-Bretagne (Université de Cambridge) et aux Etats-Unis (Universités de Lehigh et Brown). Aux Etats-Unis, ces résultats ont été inclus à un appendice aux normes, officiellement reconnues, de l'Institut américain de la construction métallique. Cet appendice, adopté en décembre 1958, permet l'usage de la méthode de l'équilibre plastique et contient des prescriptions précises concernant son application. Celle-ci est limitée aux poutres continues ainsi qu'aux cadres rigides métalliques à un ou deux étages. En Angleterre et aux Etats-Unis, quelques ouvrages ont déjà été calculés d'après la méthode de l'équilibre plastique avant l'entrée en vigueur de ces prescriptions. Le nombre des immeubles calculés de la sorte ne cesse d'augmenter, bien que les deux méthodes continuent à exister côte à côte. La méthode plastique, appliquée judicieusement, se distingue par une économie d'acier, une diminution du temps utilisé pour l'étude et le calcul et par une plus juste conception du comportement effectif des constructions métalliques rigides sous l'effet d'une charge.

Les recherches doivent être poursuivies tout spécialement en ce qui con-

cerne l'instabilité des cadres métalliques afin de voir si la méthode de l'équilibre plastique peut être appliquée au calcul d'immeubles à étages multiples; néanmoins les enseignements tirés de cette méthode permettent aujourd'hui déjà une meilleure compréhension du comportement de ces constructions. Ce point de vue est illustré par l'intéressante contribution de Monsieur Pierre Dubas. Par la théorie de l'élasticité, il calcule l'influence d'une déformation axiale des montants sur la répartition des moments de flexion dans des portiques étagés multiples. Il démontre, en particulier, que même une charge concentrée appliquée directement au montant provoque des moments considérables dus aux différences des déformations axiales des montants. Cet intéressant résultat est sans doute exact, mais la théorie plastique semble montrer que ces moments, résultant de conditions de compatibilité des déformations élastiques, affectent très peu la résistance effective à la rupture d'un cadre métallique, soumis à une charge statique. En effet, la plastification partielle qui intervient avant la rupture tend à annuler l'effet de ces moments. Ce problème est à peu près analogue à celui des différences de tassement, de grandeur limitée, entre les divers piliers, problème qui semble très grave lorsqu'on n'étudie que les contraintes dans le domaine élastique, mais qui n'a au fond aucune influence sur la résistance du système, comme le prouvent la méthode de l'équilibre plastique et les essais.

Les résultats d'importantes recherches sur l'instabilité de cadres métalliques effectuées au College of Science and Engineering de Manchester en Angleterre et que MM. W. Merchant et A. H. Salem résument brièvement dans leur contribution, illustrent une des raisons pour lesquelles il est toujours indiqué d'appliquer avec prudence la méthode de l'équilibre plastique à l'étude des portiques étagés multiples. Ces études montrent que les charges qui provoquent un flambage latéral des portiques étagés multiples (flambage par déplacement horizontal bien que tous les efforts soient verticaux) sont considérablement inférieurs (jusqu'à 50% et plus) à celles obtenues en admettant les montants comme articulés à leurs extrémités (charge d'Euler). Plus il y a d'étages, plus cet effet augmente. Afin d'obtenir des résultats corrects par le calcul élastique, il faut introduire des longueurs de montants supérieures à leur valeur réelle. A l'aide d'exemples spécifiques, le mémoire montre ce qui suit concernant la méthode de l'équilibre plastique: la charge de rupture due à l'instabilité d'un portique simple soumis essentiellement à des charges verticales n'atteint que le 80% de celle calculée par la «méthode plastique simple» (simple plastic theory). Pour un assez faible élancement des montants de 67, le flambement d'ensemble du cadre peut réduire de 30% la charge de rupture de portiques à deux étages, celle-ci étant calculée à l'aide de la méthode de l'équilibre plastique, sans tenir compte des problèmes de stabilité latérale. Les normes AISC concernant le calcul plastique contiennent des articles ayant trait au flambage latéral, mais ceux-ci ne peuvent être appliqués à de grands portiques étagés multiples.

Que le cadre soit calculé par la méthode élastique ou plastique, l'importance de l'instabilité d'un cadre, due au flambage latéral, ne cesse d'augmenter. Ainsi que nous le montrerons plus loin, cela provient de la tendance actuelle à réduire le poids propre des constructions modernes. Il en résulte des cadres beaucoup plus légers que ceux érigés il y a dix ans à peine. Cette évolution augmente l'influence des charges horizontales, telles que le vent ou les tremblements de terre, qui ne font qu'accentuer le problème de la stabilité latérale de ces cadres.

Nous avons commencé par mentionner ces deux problèmes, calcul plastique et stabilité latérale de portiques étagés multiples, parce qu'ils sont l'objet d'une évolution et de recherches constantes. La suite de cet exposé sera consacrée à l'état actuel de la technique dans la construction d'immeubles à étages multiples qui a radicalement changé durant ces dix dernières années. A côté des articles du rapport préliminaire, nous tiendrons surtout compte de l'évolution américaine. L'auteur s'excuse de ce procédé unilatéral, mais il doit nécessairement se limiter à sa propre expérience.

2. Nature et fonction des immeubles modernes à étages multiples

Il est impossible d'étudier l'aspect constructif des immeubles modernes à ossature métallique sans considérer leur nature fonctionnelle. Ainsi que M. Pickworth le montre dans sa contribution, le bâtiment administratif, tel qu'on le conçoit aujourd'hui, est une machine très complexe et il doit être considéré comme tel plutôt que du point de vue purement constructif. Pour fonctionner correctement, des bureaux d'affaires, des banques ou d'autres administrations requièrent d'innombrables installations, telles que le téléphone interne et externe, la télévision à circuit fermé, l'eau, le gaz et les services sanitaires, l'électricité pour plusieurs usages, des voies de communications horizontales et verticales dans l'immeuble, le chauffage et l'installation de conditionnement de l'air ainsi que l'isolation acoustique. Des mesures sont à prendre afin de faciliter l'introduction croissante d'une grande variété de machines de bureau. Afin d'éviter un veillissement par trop rapide de ces installations, on se doit de les concevoir aussi souples que possible et capables de s'adapter à toute situation. Comme ces hauts bâtiments déterminent l'aspect et les grandes lignes d'une ville moderne, le point de vue architectural et esthétique est d'une importance capitale. M. H. C. Turner, président d'une des grandes entreprises de constructions, a dit «qu'aujourd'hui le projet d'un immeuble moderne tend à la fois à plus de distinction, d'originalité, d'efficacité, d'économie d'espace, de souplesse et d'expansibilité». Afin d'atteindre ces buts, une étroite collaboration entre les architectes et les divers ingénieurs, mécanicien, électricien, sanitaire ainsi que d'autres, et bien sûr l'ingénieur civil, est absolument nécessaire. M. Pickworth constate qu'un immeuble sera toujours une réussite, à condition que l'ingénieur civil soit appelé à collaborer dès les premiers débuts

de l'étude et ne soit pas seulement chargé d'exécuter les calculs d'un projet d'architecte complètement terminé.

Du point de vue technologique, l'immeuble moderne à étages multiples consiste de plus en plus en un assemblage de pièces préfabriquées en série, transportées au chantier où elles sont mises en place. Planchers cellulaires et autres, cloisons intérieures mobiles, plafonds plats faits de panneaux acoustiques ou de plastique translucide, éclairage fluorescent indirect, minces murs-rideau (curtain-walls) comme revêtement extérieur et blocs primaires de gaines pour les installations mentionnées auparavant, tout cela est préfabriqué en série. On réduit ainsi de façon importante le travail de chantier et on élimine en bonne partie, si ce n'est totalement, les échafaudages et étançonnements extérieurs et intérieurs. Tout ceci contribue à accélérer le montage et en réduire les frais, tout spécialement dans les conditions de travail difficiles qui règnent au centre des grandes villes à trafic intense.

Afin de permettre une complète liberté dans l'utilisation de l'espace disponible, on a été amené à un changement de structure essentiel, à savoir l'augmentation constante de l'espacement des piliers. Ces dernières années, plusieurs bâtiments érigés aux Etats-Unis et au Canada ne présentent plus aucun pilier intérieur. Dans ces constructions, les deux rangées de piliers extérieurs sont espacées d'à peu près 18 m et le plancher est supporté par des poutres hautes de 90 cm qui enjambent les 18 m d'une seule portée. Ceci démontre, comme M. Pickworth le fait remarquer, que dans la construction de tels immeubles, les exigences fonctionnelles sont souvent plus importantes que de possibles économies dans le prix de revient de la construction.

3. Planchers

Il y a peu de temps encore, les dalles en béton armé étaient pour ainsi dire les seuls systèmes de planchers utilisés dans les immeubles du type gratte-ciel. Il est clair que ces dalles, à côté de leur poids propre trop élevé, ne satisfont pas aux exigences fonctionnelles des grands immeubles que nous venons de mentionner. Ces dalles sont de moins en moins utilisées bien qu'on les construise encore pour des raisons spéciales et parfois sous forme modifiée. Ainsi, l'un des plus nouveaux et remarquables immeubles à 38 étages, le Seagram Building à la «New York's Park Avenue» présente des planchers de béton-mousse léger armé d'une épaisseur de 4 in. (10,16 cm), que recouvre un revêtement de béton léger de 3 in. (7,62 cm). Toutes les conduites électriques sont posées dans ce revêtement (pour la force, le téléphone, les moyens de communications internes et la télévision interne). C'est un exemple d'une adaptation possible des dalles en béton armé aux exigences d'un gratte-ciel moderne.

Les systèmes de planchers les plus modernes qui furent développés ces dernières 10-15 années, font l'objet d'une discussion très poussée dans la contribution

de M. Stetina. De plus M. Krapfenbauer consacre une grande partie de son article aux planchers cellulaires, qui constituent probablement le plus important de tous ces nouveaux systèmes. Comme M. Stetina le montre fort bien, les planchers, il y a peu de temps encore, avaient seulement à transmettre les charges qu'ils supportaient, tandis qu'un plancher moderne doit en plus satisfaire à un grand nombre d'autres exigences. Dans les immeubles administratifs, ils doivent permettre une flexibilité complète des installations électriques et autres ainsi qu'une grande souplesse dans l'aménagement intérieur par des cloisons mobiles. Ils doivent contenir des conduites et des gaines pour d'autres installations telles que le chauffage et le conditionnement d'air, ce dernier étant devenu une nécessité absolue surtout dans des immeubles aux façades largement vitrées. La réduction du poids propre provoque une diminution des frais de construction, mais elle conduit à des problèmes d'isolation acoustique. Il en suit que le conditionnement acoustique au point de vue de la réflexion aussi bien que de la transmission du son est l'une des plus importantes exigences auxquelles doit satisfaire un plancher. Parallèlement à la réduction des hauteurs d'étages, l'éclairage indirect incorporé a gagné en importance. Du point de vue de l'accélération et de l'économie du montage, l'élimination des désagréables étaiements nécessaires aux dalles conventionnelles en béton armé est une exigence primordiale. En plus, l'on aimerait monter les planchers simultanément avec l'ossature, étage par étage, afin qu'ils puissent immédiatement servir de plateforme de travail pour les autres entrepreneurs tels que les plombiers, électriciens, etc.

M. Stetina décrit les multiples nouveaux systèmes de planchers qui satisfont à quelques-unes de ces exigences ou à toutes. Un nouveau système de dalles en béton armé qui vient d'être développé, consiste à couler le béton dans de minces coffrages en tôle d'acier profilée. Dans la plupart des cas, ces coffrages sont auto-portants, ce qui élimine les coffrages provisoires en bois aussi bien que les étaiements. Ces coffrages en tôle d'acier profilée font partie de la dalle et en constituent l'armature, pour reprendre les moments positifs. Ces planchers sont souvent faits en béton léger et certains systèmes peuvent contenir au moins quelques-unes des conduites nécessaires.

Du point de vue du prix de fabrication, l'un des systèmes modernes les plus économiques consiste en une mince dalle de béton supportée par des solives métalliques. Ces solives sont des poutrelles légères à treillis standardisées, préfabriquées en série et posées avec des espacements réduits. Les membrures sont faites de profilés légers, laminés à chaud ou formés à froid à partir de tôle d'acier, tandis que les diagonales sont en fer rond.

Ces deux systèmes sont économiques et souvent utilisés lorsque peu de conduites et gaines sont nécessaires comme dans des hôpitaux, hôtels, immeubles locatifs et d'autres bâtiments semblables. On les trouve rarement dans les grands immeubles administratifs à plusieurs étages. Pour ceux-ci, les planchers cellulaires faits de tôles minces d'acier, formées à froid,

représentent le plus important développement de l'après-guerre. Leur large utilisation n'eût pas été possible sans les résultats de recherches intenses et soutenues qui demandèrent plusieurs années de travail. Ce sont les travaux entrepris par l'auteur et ses collègues à l'Université de Cornell, sur la résistance et le comportement de profils d'acier, à épaisseur réduite, formés à froid, qui ont servi de base pour l'élaboration des normes AISI sur l'étude et le calcul des éléments de constructions métalliques légers formés à froid, normes qui sont le document officiel américain dans ce domaine. L'auteur a mentionné quelques phases de ces recherches aux Congrès de Liège et de Lisbonne et il a donné au Congrès de Cambridge un large aperçu de tous les problèmes que posent les éléments en tôle mince.

Quelques panneaux de planchers cellulaires fabriqués en série sont décrits dans les articles de M. Stetina et M. Krapfenbauer. Le calcul de la résistance à la rupture et des déformations de ces éléments de plancher est exécuté par les ingénieurs de l'usine qui fabrique un certain modèle. L'ingénieur chargé de l'étude d'un bâtiment à étages multiples choisit le modèle approprié dans un catalogue. C'est ce qui fait oublier que le calcul et l'étude d'éléments en tôle d'acier mince est un problème difficile, intéressant et d'une grande complexité. Les particularités qui se sont manifestées lors de la large utilisation des planchers cellulaires sont discutées en détail dans les articles de M. Stetina et Krapfenbauer. On remarquera entre autre qu'un plancher cellulaire présente tout l'espace nécessaire à la pose d'une multitude de conduites et gaines, permet le montage simultané de l'ossature et des planchers, ceux-ci pouvant d'emblée supporter la charge totale prévue; il peut donc servir comme plateforme de travail et il ne nécessite plus aucun étaiement et échafaudage. L'auteur aimerait ajouter que dans les cas où peu de conduites doivent être posées, le plancher cellulaire peut directement servir de plafond apparent. Le conditionnement acoustique se fait alors par perforation et insertion de matériaux légers qui absorbent le bruit. Un certain nombre de cellules sont utilisées pour l'éclairage indirect.

Du point de vue économique, M. Stetina fait remarquer que les planchers cellulaires ne pèsent que le tiers ou la moitié des dalles en béton traditionnelles supportées par des poutres d'acier. Cette grande réduction du poids propre permet une économie correspondante de poids dans l'ossature métallique et les fondations. C'est une des diverses raisons qui, comme nous l'avons déjà remarqué, ont grandement contribué à réduire le poids propre des ossatures métalliques des immeubles à étages multiples.

4. Parois

A l'origine, on construisait les bâtiments d'affaires élevés plutôt avec des parois portantes qu'avec des cadres d'acier ou de béton. M. Stetina montre qu'en 1880 les murs porteurs d'immeubles à seize étages présentaient une

épaisseur à la base de 4,60 m. Avec le développement du système de construction à ossature, les parois perdirent leur rôle d'élément porteur et ne servirent plus qu'au revêtement et à l'isolation du bâtiment. Nonobstant, la plupart de ces murs furent exécutés en maçonnerie presque jusqu'à nos jours. Le bâtiment administratif de la compagnie d'aluminium des Etats-Unis, réalisé en 1948 à Davenport dans l'état de Iowa, fut l'un des premiers à façade en métal et en verre. Le bâtiment des Nations Unies à New York (1949—1950) fut l'un des premiers à avoir une façade toute de verre. L'utilisation de parois minces dans les immeubles élevés prit son plus grand essor à partir de 1951—1952, date de la réalisation de cinq grands bâtiments à Pittsburgh, dont quatre présentent des façades en acier inoxydable et l'un en aluminium.

M. Stetina décrit dans son article la construction de murs-rideau, tandis que M. Krapfenbauer s'occupe spécialement des murs-rideau métalliques. On continue à exécuter des murs-rideau en maçonnerie, mais avec un poids propre réduit de 635 à 390 kg/m². On vient de développer des murs-sandwich en maçonnerie qui ne pèsent plus que 146 kg/m². Ils sont constitués d'une mince couche extérieure en pierre naturelle et d'une couche intérieure faite de matériaux légers d'isolation.

Mais la tendance actuelle consiste en un assemblage de verre et de métal avec une liberté totale quant à la répartition des deux matériaux, avec comme limite les façades complètement vitrées du bâtiment des Nations Unies et du Seagram Building. Elles ont une épaisseur de 5 cm ou moins et un poids de 20—25 kg/m² alors qu'un mur-rideau conventionnel en maçonnerie est épais de 30 cm et pèse 390 à 635 kg/m². Il en résulte une nouvelle réduction du poids total de l'ossature métallique, donc une réduction du coût de l'ossature et des fondations. En même temps la valeur locative est augmentée car la surface disponible s'accroît d'environ 5% pour une surface bâtie de 930 m². Les vrais murs-rideau métalliques sont montés depuis l'intérieur du bâtiment, ce qui supprime les frais et les ennuis d'un échafaudage extérieur. En plus, la grande variété de formes et couleurs dont on dispose actuellement pour ces revêtements de façade a amené une nouvelle dimension à l'architecture.

Mais il n'y a pas que des économies. Le prix de certains murs-rideau minces est considérable. En posant le prix moyen par m² d'un mur-rideau en brique égal à 100%, le prix d'un revêtement métallique émaillé est de 150%, en aluminium de 170%, en acier inoxydable de 160 à 240% et en verre de 220 à 250%. Lorsque la majeure partie d'une façade est en verre, il s'ensuit des difficultés dans l'aménagement du conditionnement de l'air et un prix considérablement plus élevé. Les grandes surfaces de verre en particulier demandent une installation de conditionnement de l'air plus grande, donc des frais d'installation et d'exploitation plus élevés. Dans certains cas, l'on doit même chauffer et refroidir en même temps un immeuble à grande surface de verre. En hiver on a même mesuré des températures de 60°C du côté sud et ouest en même temps que de −18°C du côté nord et est. En hiver, dans un grand

bâtiment à Los Angeles, la température intérieure s'élève à 32°C lorsque la température extérieure est de 10°C, bien que le conditionnement d'air travaille à plein rendement. La situation est quelque peu meilleure en été lorsque le soleil est haut et que les rayons incidents, faisant un plus petit angle avec la façade vitrée, sont réfléchis en grande partie par celle-ci. Les mêmes difficultés se sont présentées dans tous les endroits où l'on a utilisé une grande proportion de verre pour le revêtement d'un immeuble. L'auteur pense que la tendance actuelle d'utiliser le verre à outrance pour les façades d'immeubles, tout en présentant quelqu'intérêt du point de vue architectural, est une aberration et ne durera guère. N'améliorant pas ou même mettant en danger le bien-être des habitants de l'immeuble, le revêtement à grande surface de verre avec ses grands frais de construction et d'entretien (occasionnés par le chauffage, le conditionnement d'air, le nettoyage) ne présente aucun avantage qui puisse équilibrer ses inconvénients.

Lors des débuts de l'utilisation de murs-rideau minces, il y a eu maintes difficultés, telles que: étanchéité insuffisante, condensation sur la face intérieure de la couche extérieure métallique, petites tolérances dans les dimensions, qui rendirent difficile l'adaptation aux imprécisions usuelles des cadres métalliques, problème du nettoyage extérieur des vitres fixes et des surfaces de verre (résolu par des plateformes de nettoyage mobiles, suspendues au haut de l'immeuble). Toutes ces difficultés ont été surmontées et les murs-rideau minces sont utilisés aujourd'hui aussi bien pour des gratte-ciel que pour des immeubles commerciaux de un à trois étages ou des bâtiments administratifs ou résidentiels.

5. Protection contre l'incendie

D'importantes modifications sont intervenues dans les moyens et dispositifs ainsi que dans la conception de la protection contre l'incendie. Il faut réaliser une classification suivant le danger d'incendie et l'étendue des mesures de protection nécessaires, qui dépendent de la quantité de matière combustible (Feuerbelastung) ainsi que le montre l'article de M. Kollbrunner, du genre d'immeuble, de la grandeur de la surface protégée contre l'incendie et de bien d'autres facteurs. En même temps, on détermine aujourd'hui la résistance au feu de différentes constructions par des essais étendus et à grande échelle. M. Boué montre que, même sans normes internationales, les différents pays industrialisés sont arrivés à des essais très semblables en tenant compte des diagrammes donnant la relation entre le temps et la température, ainsi que d'autres caractéristiques.

Afin de montrer le développement survenu dans ce domaine, M. Stetina rappelle que l'exigence d'une résistance au feu de 4 heures pour les parois avait été faite pour des parois qui, minées par le feu, eussent entraîné la ruine du bâtiment. Appliquée aux portiques étagés, cette règle n'a plus aucun sens vu qu'aucune limite n'est imposée quant au nombre de fenêtres, qui ne pré-

sentent pratiquement aucune résistance au feu. Ces règles absolues ont été modifiées et bien des villes américaines n'exigent plus qu'une résistance au feu de 2 heures pour les parois extérieures tandis que d'autres demandent que les parois soient faites de matériaux incombustibles. Il y a eu une évolution analogue dans la protection contre le feu de l'intérieur du bâtiment. De semblables modifications sont intervenues dans les moyens et techniques de la protection contre l'incendie. On demandait autrefois que les piliers et poutres métalliques soient totalement enrobés de béton. Cet enrobement total est maintenant remplacé par des revêtements d'enduit léger, résistant au feu. M. Stetina fait remarquer que cela permet une réduction du poids dans la proportion de 15 à 1. Les planchers cellulaires sont protégés contre le feu par de légers plafonds crépis suspendus, ou par un léger enduit, directement appliqué au plancher cellulaire (différents mélanges de vermiculite, perlite, gypse et amiante).

La réduction de poids acquise de cette façon est très importante et s'additionne à celle obtenue par l'utilisation de planchers modernes et de murs-rideau. M. Boué indique un cas où le changement intervenu dans la protection contre l'incendie a permis une réduction des frais de construction de 20%.

6. Etude et calcul des cadres

L'ingénieur civil a un rôle à jouer dans toutes les questions déjà discutées et il le joue généralement, mais son travail principal consiste dans le calcul de l'ossature métallique. Dans ce domaine aussi de grands changements sont survenus, dus en partie à l'évolution dans la construction des planchers et parois, des techniques de prévention des incendies et d'autre part aux progrès réalisés dans la construction métallique.

Il ne faut pas oublier que le béton armé continue à jouer un rôle important dans la construction des ossatures d'immeubles. Le béton armé s'avère souvent plus économique que l'acier, dans la construction de bâtiments de 10 ou 15 ou même 20 étages. Pour de plus grands bâtiments, les piliers des étages inférieurs auraient de trop grandes dimensions, ce qui peut être évité en utilisant pour les étages inférieurs des colonnes mixtes formées de lourds profilés d'acier enrobés de béton. C'est ce que l'on fit en 1957 pour un immeuble de 24 étages à Cleveland, pour lequel on avait prévu une ossature métallique. Une pénurie d'acier rendant un montage rapide incertain, l'on choisit une ossature en béton armé. (Le rapport de M. Sparkes, Chapman et Cassel sur des mesures intéressantes effectuées dans un immeuble à ossature métallique, semble indiquer que pour de petites charges, telles qu'on les avait lors des mesures, l'enrobage en béton des piliers ne supportait aucune charge. L'interprétation de ces résultats est difficile vu la brièveté de l'article et le manque d'informations concernant l'armature en spirale ou autre et vu que les tensions mesurées étaient très petites comparées aux tensions prévues ou à celles de rupture. Ceci montre combien il est difficile de tirer parti de mesures effectuées

sur des immeubles en construction.) En 1958 et 1959, la New York City Housing Authority demanda, pour la construction de groupes d'immeubles à logement bon marché comptant vingt étages, des offres de constructions à ossature métallique aussi bien qu'à ossature en béton armé. Dans les deux cas, une ossature en béton armé réduisait les frais complets de construction de 6%.

Ceci montre que le béton armé a su maintenir sa place dans la construction de bâtiments à fonction relativement simple (immeubles locatifs, hôpitaux etc.) de hauteur moyenne, où les frais de construction jouent un rôle décisif. Malgré cela l'ossature métallique garde sa supériorité, spécialement dans la construction d'immeubles administratifs et autres. Ainsi 24 bâtiments sur 26 construits à New York en 1959 (7 à 64 étages) ont une ossature métallique.

Le rivetage, encore après la fin de la seconde guerre mondiale, était pratiquement le seul moyen d'assemblage utilisé dans les ossatures métalliques si l'on néglige l'utilisation limitée de boulons pour des assemblages secondaires au montage. Vers 1950, une tendance définitive à utiliser des assemblages soudés se fit sentir, spécialement dans des localités éloignées d'ateliers bien outillés. Sur 18 bâtiments d'une hauteur moyenne de 18 étages mis en chantier au Texas de 1951 à 1953, 12 avaient une ossature soudée et seulement six une ossature rivée. L'article de MM. D. T. Wright et R. M. Gooderham montre une intéressante évolution amorcée il y a dix ans dans les constructions soudées à Toronto au Canada. Au début la soudure se substitua au rivetage dans les assemblages usuels. Aujourd'hui on trouve des constructions rigides entièrement soudées à l'aide de soudures bout à bout. Ceci montre que l'évolution dans un pays n'est pas nécessairement probante dans un autre. L'auteur ne croit pas que cette méthode de soudure bout à bout puisse s'avérer économique aux Etats-Unis. Elle permet une économie d'acier mais les auteurs montrent très bien les petites tolérances de dimensions auxquelles il faut satisfaire ainsi que toutes les précautions qu'il faut prendre afin de compenser les imprécisions même faibles par rapport à la forme idéale, qu'on retrouve dans tout élément de construction. Ce sont là des complications supportables, lorsque la simplicité, la vitesse et le prix de montage ne jouent pas un rôle primordial.

Comme le fait remarquer M. Pickworth, les boulons précontraints à haute résistance sont depuis quelques années le moyen d'assemblage de loin le plus utilisé pour les attaches principales de montage, alors que les boulons noirs ordinaires continuent à être employés dans les assemblages secondaires tels ceux des poutres de planchers, des solives, etc. Jusqu'à maintenant les boulons à haute résistance sont calculés, d'une manière assez simple, comme des rivets; chaque rivet étant remplacé par un boulon de même diamètre. De prochains changements dans les normes tiendront mieux compte des résultats d'une récente série de vastes recherches concernant ce nouveau moyen d'assemblage. Ces changements permettront à l'ingénieur de mieux tirer profit des

avantages inhérents, quant à leur résistance, aux assemblages avec des boulons précontraints. C'est là d'ailleurs ce qui les distingue à bien des égards des assemblages rivés analogues.

Il y a bien sûr des exceptions à cette évolution. Ainsi dans une des plus intéressantes constructions récentes, l'Inland Steel Building à Chicago avec ses 19 étages, tous les assemblages des piliers et des poutres principales sont soudés et seules les attaches secondaires sont boulonnées. L'immeuble n'a aucun pilier intérieur et les poutres principales ont une portée de 60 ft. (18 m) entre les piliers qui sont situés à l'extérieur du bâtiment. Dans le Crown Zellerbach Building, avec ses 20 étages, érigé à San Francisco deux ans plus tard (1958), qui a une ossature assez semblable avec des poutres maîtresses de 63 ft. (19 m) entre les piliers extérieurs, tous les assemblages sont boulonnés à l'exception de ceux des piliers qui sont soudés bout à bout. La question de savoir quelle est la solution la meilleure ne peut être résolue qu'en connaissant les conditions locales et de montage. Ainsi, en 1959 à Denver le fait de remplacer les boulons à haute résistance par des assemblages soudés sans changer quoi que ce soit aux dimensions des éléments dans un immeuble de 9 étages, permit un gain de temps et une réduction des frais considérables. L'Union Carbide Building au Canada décrit par MM. Wright et Gooderham présente une disposition semblable au Crown Zellerbach Building à San Francisco, mais son ossature est totalement soudée. Il s'agit-là d'une exception à la règle car les boulons à haute résistance sont utilisés dans la majorité des constructions.

La grande réduction du poids mort due à l'utilisation de planchers, parois et systèmes de protection contre l'incendie nouveaux a déjà été mentionnée. Ajoutée aux progrès faits dans l'étude et le calcul, il en résulte une remarquable réduction de poids de l'ossature métallique. Il est difficile d'obtenir des statistiques, mais le classement fait par M. Stetina montre qu'en 25 ans, le poids des ossatures métalliques de bâtisses de même grandeur et disposition a bien diminué de moitié. Ces cadres plus légers sont bien sûr plus flexibles que les anciennes constructions lourdes. De plus les murs conventionnels en maçonnerie, les dalles en béton armé, l'enrobement complet des piliers et sommiers des anciennes constructions augmentaient la résistance et particulièrement la rigidité de la construction bien qu'on n'en ait jamais tenu compte dans les calculs. Les parois et planchers légers d'aujourd'hui, par contre, ne contribuent aucunement à la résistance et rigidité de l'immeuble (à moins qu'ils ne soient spécialement étudiés dans ce but). Ainsi les questions de déformations, de résistance aux efforts horizontaux, ainsi que les oscillations horizontales ont aujourd'hui beaucoup plus d'importance qu'il y a quelques années. Le calcul des déformations verticales et horizontales (vent, tremblements de terre, etc.) et l'analyse dynamique en vue de limiter les flèches dues à des sollicitations verticales et horizontales sont aujourd'hui nécessaires dans la plupart des cas. Ces calculs doivent si possible être effectués pour des charges effectives et prévisibles plutôt que pour des cas de charges prévus dans les normes.

M. Pickworth estime que les déformations horizontales, sous l'effet du vent considéré dans le calcul, ne devraient pas dépasser 0,15 à 0,20% de la hauteur du bâtiment. Dans le cas du Crown Zellerbach Building de San Francisco, déjà mentionné, les déformations latérales dues au vent et aux tremblements de terre furent limitées à 0,12% respectivement à 0,16%. (Le calcul de l'influence d'un tremblement de terre est prescrit sur la côte du Pacifique et en quelques autres endroits des Etats-Unis. Dans le cas du Crown Zellerbach Building la charge sismique considérée était de 3,5% des charges verticales soumises à l'attraction terrestre.)

La façon dont les efforts horizontaux sont repris par l'immeuble est devenue un problème de grande actualité. Il y a trois solutions qui permettent au bâtiment de résister aux charges horizontales:

1. L'ossature elle-même, calculée comme cadre rigide ou demi-rigide, est apte à résister aux charges horizontales.

2. Des contreventements verticaux judicieusement répartis à l'intérieur de l'immeuble reprennent les charges horizontales.

3. Des murs de béton verticaux connus sous le nom de voiles de contreventement (shear walls) sont érigés dans des plans appropriés. Ils sont généralement disposés autour du centre vital du bâtiment qui contient toutes les installations telles que les ascenseurs, mais on les retrouve aussi quelquefois comme parois étroites extérieures du bâtiment. Les cadres rigides permettent de disposer très librement de l'intérieur de l'immeuble, raison pour laquelle on les préfère, mais leurs déformations horizontales peuvent être trop grandes ou leurs dimensions, excessives. C'est la raison pour laquelle il est souvent avantageux ou même nécessaire de prévoir des contreventements verticaux faits de voiles de contreventement ou d'un système triangulé. Dans ce cas, les planchers doivent être assez rigides et résistants pour supporter et transmettre aux contreventements les charges horizontales qui les sollicitent dans leur plan. De vastes essais en vraie grandeur ont prouvé que non seulement les dalles de béton, mais aussi les planchers cellulaires métalliques peuvent travailler comme des diaphragmes, à condition que les panneaux soient suffisamment reliés entre eux par des soudures.

L'étude et le calcul des contreventements est un problème très intéressant. Pour des constructions asymétriques, il faut déterminer exactement combien chaque contreventement reprend de la charge horizontale totale. Le problème devient encore plus complexe lorsque des systèmes de rigidité différente sont utilisés dans le même bâtiment. Ainsi dans le Crown Zellerbach Building la tour des installations (qui est séparée du bâtiment lui-même), dans laquelle se trouvent les ascenseurs ainsi que d'autres installations, a des contreventements verticaux triangulés, tandis que dans l'immeuble principal des cadres rigides résistent au vent et aux tremblements de terre. Le Seagram Building qui compte 38 étages a des contreventements triangulés, enrobés d'une couche de béton de 30 cm.

7. Montage et sécurité

Le montage d'un grand immeuble élevé à ossature métallique est une réalisation aussi impressionnante que l'étude et le calcul de l'ossature. Cela n'est pas seulement dû à l'application de techniques ingénieuses et spécialisées qui, comme le dit M. Rapp dans son rapport, consistent à se soulever par ses «propres lacets de souliers», mais aussi au fait qu'à côté de ces prouesses techniques, le montage d'un tel immeuble, en plein centre d'une ville à grande circulation, demande une organisation d'ensemble remarquable. En général, il n'y a aucune place pour des entrepôts ou des échafaudages. Il faut organiser avec les ateliers de construction métallique et les autres entrepreneurs le transport du matériel, qui ne supporte aucune interruption. L'arrivée et le départ de matériaux et leur transport dans l'immeuble doivent être assurés malgré toutes les difficultés que présente un chantier de grande ville. Les problèmes que posent un tel transport de matériaux peuvent sans autre être comparés à ceux, rencontrés par les militaires, lors de grands transports de troupes.

Dans tout cela, la sécurité du travailleur n'est pas un problème en soi, mais c'est une partie intégrante du processus. Comme il resort de façon évidente du rapport de MM. Rapp et Wolf, chaque étape de travail, chaque technique, chaque méthode de travail doit être examinée du point de vue de la sécurité du travailleur et du rendement technique. L'expérience américaine semble prouver que toute mesure qui ne tient pas compte de la sécurité du travailleur a un mauvais rendement et n'est pas économique. Ainsi que le dit M. Wolf, on atteint une grande sécurité dans le travail par une longue et durable tradition de sécurité, une coopération volontaire et intense entre employé et employeur directeur, contremaître et ouvriers plutôt que par des lois détaillées dictées par l'état, dont l'application est contrôlée par des inspecteurs officiels, étrangers à l'entreprise. Mais ici encore les expériences faites dans un pays ne sont pas nécessairement applicables dans un autre où les conditions ne sont plus les mêmes.

Generalbericht

1. Gegenwärtige Tendenzen in der Berechnung von Stahlhochbauten

Der größte Teil des vorliegenden Berichtes befaßt sich mit vielstöckigen Stahlskelettbauten, wie sie für Bürogebäude, Hotels, Wohnhäuser und ähnliche Bauten üblich sind. Obwohl zahlreiche Verfeinerungen und Verbesserungen in den Entwurfsmethoden für solche Konstruktionen eingeführt wurden, ist doch auf diesem Gebiet bis dahin keine grundlegende Änderung eingetreten. Immerhin wäre heute, im Jahre 1960, ein Referat über unser Thema wohl

kaum erschöpfend behandelt ohne Erwähnung der Tatsache, daß eine grundsätzlich neue Berechnungsmethode sich zumindest für ein- und zweistöckige geschweißte, steife Rahmenkonstruktionen wie Industriebauten und Lagerhäuser usw. mehr und mehr einführt.

Natürlich spreche ich hier von Entwurf und Berechnung auf Grund des plastischen Verhaltens von Baustahl. Verschiedene Phasen dieser Methode wurden 1956 in Lissabon und insbesondere 1952 in Cambridge diskutiert. Seither wurde sowohl durch die englischen als auch die amerikanischen Entwurfsnormen für Stahlbauten die Anwendung dieser Methoden gestattet. Es war dies das Resultat von gründlichen und anhaltenden Forschungen, die während mehr als zwölf Jahren und halb unabhängig voneinander in England (hauptsächlich an der Universität Cambridge) und in den Vereinigten Staaten (hauptsächlich an der Lehigh- und der Brown-Universität) durchgeführt wurden. In den USA wurden die Forschungsresultate in einem Anhang der rechtlich anerkannten Normen des «American Institute of Steel Construction» aufgenommen. Dieser Anhang vom Dezember 1958 erlaubt den Gebrauch der plastischen Berechnungsmethoden und enthält spezifische Regeln für deren Anwendung, wobei eine Beschränkung auf Durchlaufbalken und ein- bis zweistöckige steife Rahmen vorgesehen ist. Einzelne Bauten wurden in England und Amerika schon vor dem Bestehen dieser Bestimmungen nach dem Traglastverfahren berechnet, und ihre Anzahl wächst jetzt bedeutend, obgleich beide Methoden nebeneinander bestehen. Der Vorteil der plastischen Methode bei richtiger und vernünftiger Anwendung ist eine nachweisbare Stahlersparnis, verminderter Zeitaufwand für die Berechnung sowie ein der Wirklichkeit mehr entsprechendes Verständnis für das Verhalten von kontinuierlichen Stahltragwerken unter Belastung.

Obwohl die Forschung zum Nachweis, ob das Traglastverfahren mit Sicherheit auch auf hohe, vielstöckige Gebäude angewendet werden darf noch ungenügend ist, insbesondere auf dem Gebiet der plastischen Instabilität von Rahmen, so vertiefen ihre Erkenntnisse doch schon heute unsere Begriffe über diese Tragwerke. Der interessante Beitrag von Herrn Dr. Dubas kann hierfür als Illustration dienen. Durch eine elegante elastische Berechnung bestimmt Dr. Dubas den Einfluß der Längenänderungen der Stützen auf die Biegungsmomentenverteilung in mehrstöckigen Rahmen. Er zeigt insbesondere, daß sogar bei direkter konzentrischer Belastung der Rahmenstiele allein aus den Differenzen der axialen Stützendeformationen beachtliche Momente entstehen. Dieses Resultat ist interessant und zweifellos richtig. Nun ergibt sich aber aus der Plastizitätstheorie die Annahme, daß diese aus Verträglichkeitsbedingungen der elastischen Formänderungen resultierenden Momente auf die wirkliche Tragfähigkeitsgrenze des Rahmens unter ruhender Belastung lediglich einen kleinen Einfluß haben. Tatsächlich wirken vor dem Bruch teilweise Plastifizierungen im Sinne einer Aufhebung dieser Momente, die dadurch harmlos werden. Dieser Fall ist ziemlich analog zu dem der beschränkt unterschiedlichen

Stützensenkungen. Auch er erscheint sehr ernsthaft, wenn nur Beanspruchungen im elastischen Bereich untersucht werden, während er in Wirklichkeit für die Festigkeit des Tragsystems unbedeutend ist, wie leicht gezeigt wird anhand des Traglastverfahrens und von Versuchen.

Einer der Gründe, deretwegen noch immer Vorsicht bei der Anwendung der plastischen Berechnung auf mehrstöckige Rahmen angebracht ist, wird deutlich illustriert durch die Resultate der wesentlichen, am College of Science and Engineering in Manchester, England, ausgeführten Untersuchungen über die Rahmenstabilität, wie sie im Beitrag von W. Merchant und A. H. Salem kurz zusammengefaßt werden. Sie zeigen, daß die Lasten, unter denen mehrstöckige Rahmen seitlich ausknicken (d. h. Knicken durch horizontale Bewegung, sogar wenn alle Lasten vertikal wirken), bedeutend kleiner (bis zu 50% und mehr) sind als die Eulerschen Knicklasten für gelenkig gelagerte Stützen. Diese Erscheinung nimmt zu mit wachsender Anzahl der Stockwerke. Es folgt daraus, daß für die korrekte elastische Berechnung solcher Rahmen die Längen der Stützen größer angenommen werden müssen als deren tatsächlichen Abmessungen entspricht. In bezug auf die plastische Rahmenberechnung zeigt die Arbeit anhand spezifischer Beispiele die folgenden Zusammenhänge. Für einen gewöhnlichen Portalrahmen unter hauptsächlich vertikaler Belastung ergibt die Stabilitätsgrenze eine Bruchlast, die nur 80% der nach der «gewöhnlichen Plastizitätstheorie» bestimmten beträgt. Für zweistöckige Portalrahmen kann Instabilität schon bei Lasten eintreten, die 30% kleiner sind als die plastisch und ohne Berücksichtigung der Instabilität berechneten, und zwar für den geringen Schlankheitsgrad 67 der Säulen. Die A.I.S.C.-Normen für die Berechnung nach dem Traglastverfahren enthalten Bestimmungen über solch seitliches Ausknicken, die jedoch auf große, vielstöckige Rahmentragwerke noch nicht anwendbar sind.

Diese Frage der Rahmenstabilität durch seitliches Ausknicken erhält eine immer größere Bedeutung, und zwar unabhängig davon, ob die Berechnung des Tragwerkes elastisch oder plastisch erfolgt. Wie weiter unten gezeigt wird, herrscht im modernen Stahlbau die Tendenz einer tunlichsten Verkleinerung der Eigengewichte. Entsprechend sind unsere heutigen Rahmenkonstruktionen wesentlich leichter als vor nur etwa zehn Jahren noch üblich war. Diese Tendenz erhöht natürlich auch den Einfluß der Horizontallasten wie Wind und Erdbebenwirkungen, die ihrerseits noch einmal das Problem der seitlichen Stabilität verschärfen.

Diese beiden charakteristischen Fragen der plastischen Berechnung und der seitlichen Stabilität der Rahmen wurden deshalb zuerst angeführt, weil ihre Anwendung auf Stahlskelettbauten in einem Zustand der Entwicklung und fortgesetzten Forschung ist. Der Rest dieses Referates soll sich mit einer Beschreibung des gegenwärtigen Standes der Konstruktionsverfahren für vielstöckige Gebäude befassen, die teilweise grundlegende Veränderungen in den letzten zehn Jahren erfuhren.

Über die Veröffentlichungen des «Vorberichtes» hinaus werden im wesentlichen die amerikanischen Entwicklungen berücksichtigt werden. Der Schreibende bittet dieser Einseitigkeit wegen um Entschuldigung, jedoch ist er notwendigerweise auf seine eigenen Erfahrungen angewiesen.

2. Die funktionelle Beschaffenheit der modernen vielstöckigen Gebäude

Eine Betrachtung der konstruktiven Belange bei modernen Stockwerkrahmenbauten ist unmöglich, wenn nicht gleichzeitig auch deren funktionelle Beschaffenheit berücksichtigt wird. Wie J. W. Pickworth in seinem Beitrag zeigt, ist das moderne Bürogebäude eine komplizierte Maschinerie, und es muß so gut als solche wie als Tragwerk aufgefaßt werden. Der Betrieb von neuzeitlichen Geschäftsunternehmungen, Banken und dergleichen erfordert eine Vielfalt von Installationen wie interne und externe Telephon- und Televisionsanlagen, Wasser-, Gas- und sanitäre Installationen, elektrische Einrichtungen für die verschiedensten Zwecke, vertikale und horizontale Transportwege im Gebäude, Heizung, Klimaanlage, akustische Konditionierung sowie die Möglichkeit, der stark anwachsenden Verwendung einer großen Zahl von Büromaschinen Raum zu geben. Damit ein zu rasches Veralten vermieden wird, müssen diese Einrichtungen so veränderungs- und anpassungsfähig als möglich ausgebildet werden. Darüber hinaus sind es diese hohen Gebäude, die mehr und mehr Anblick und Profil der Städte bestimmen, so daß den architektonischen und ästhetischen Fragen eine primär wichtige Rolle zukommt. H. C. Turner, Präsident einer der großen Baugesellschaften, charakterisiert die Planung von Hochhäusern als «Wunsch nach einer individuellen Auszeichnung, nach größerer Leistungsfähigkeit, Ausnützung des Raumes, Anpassungsfähigkeit und Vergrößerungsmöglichkeit». Die Verwirklichung dieser Ziele hängt von der engen Zusammenarbeit zwischen Architekt und Maschinen-, Elektro- sowie Sanitäringenieur und anderen und natürlich dem Bauingenieur ab. Wie J. W. Pickworth feststellt, wird ein Bau dann erfolgreich sein, wenn der Bauingenieur schon in den ersten Phasen der Planung mitwirkt und nicht erst beigezogen wird, um ein fertiges Projekt des Architekten konstruktiv zu verwirklichen.

Vom technologischen Standpunkte aus gesehen ist der moderne Hochbau immer mehr ein Zusammensetzen von in großer Zahl fabrikmäßig vorfabrizierten Teilen, die an Ort und Stelle transportiert und dann an ihren definitiven Platz gebracht werden. Zellendecken und andere Deckenelemente, bewegliche Zwischenwände, flache Decken aus Akustikplatten oder durchsichtigem Plastikmaterial, versenkte Fluoreszenzbeleuchtungen, dünne Vorhangwände (Curtain Walls) als äußere Verkleidungen, Einheiten der obenerwähnten Installationsstränge, sie alle sind serienmäßig vorfabrizierte Teile. Der Umfang des Arbeitsaufwandes auf der Baustelle sowie der äußeren und inneren Gerüstungen und Abstützungen wird dadurch wesentlich verringert. All dies trägt zu

rascher und wirtschaftlicher Montage bei, insbesondere unter den schwierigen Umständen in den Zentren großer und verkehrsreicher Städte.

Die Forderung nach vollständiger Anpassungsfähigkeit in bezug auf den Raumbedarf führte zu einer wesentlichen strukturellen Entwicklung im Sinne immer größerer Stützenabstände. In den letzten Jahren wurden in den USA und Kanada mehrere hohe Geschäftshäuser ohne jede Innenstütze gebaut. Die Abstände der äußeren Stützen sind bei diesen Bauten von der Größenordnung 60 ft. (18 m); die Decken liegen auf ca. 3 ft. (90 cm) hohen Trägern, die den Raum zwischen den Stützen überspannen. Wie J. W. Pickworth zeigt, illustrieren diese Angaben die Tatsache, daß bei solchen Gebäuden die funktionellen Belange oft die an sich mögliche Wirtschaftlichkeit der Konstruktion überwiegen.

3. Decken

Bis vor verhältnismäßig kurzer Zeit waren die konventionellen Stahlbetonplatten beinahe das einzige Deckensystem, das für Wolkenkratzer angewendet wurde. Es ist leicht festzustellen, daß, abgesehen von ihrem unerwünscht hohen Gewicht, diese Decken den eben angeführten funktionellen Erfordernissen von Hochbauten nicht entsprechen. Ihre Verwendung ist sehr stark zurückgegangen, wenngleich sie noch immer aus besonderen Gründen und etwa in abgeänderter Gestalt gebraucht werden. So bestehen in einem der neuesten und sehr bemerkenswerten Gebäude, dem 38-stöckigen Seagram-Haus an der Park Avenue in New York, die Decken aus 4 in. (10,16 cm) armiertem Schaum-Leichtbeton, überdeckt mit 3 in. (7,62 cm) Leichtbetonbelag. Alle elektrischen Leitungen (für Kraft, Telephon, Rohrpost, Verbindungssysteme und interne Television) wurden in dieser Deckschicht verlegt. Dies ist ein Beispiel für die Anpassungsmöglichkeit der Stahlbetondecke an die Erfordernisse beim Bau von modernen Wolkenkratzern.

Die in den letzten 10 bis 15 Jahren entwickelten neueren Deckensysteme sind in H. J. Stetinas Beitrag in sehr vollständiger Art behandelt. Zusätzlich befaßt sich R. Krapfenbauer in einem großen Teil seiner Arbeit mit den Zellendecken, die unter diesen neuen Konstruktionsformen wohl das wesentlichste System darstellen. Während früher, wie H. J. Stetina ausführt, die Decke lediglich eine Tragfunktion erhielt, haben die neuzeitlichen Decken zusätzlich eine ganze Anzahl von Anforderungen zu befriedigen. In Geschäftshäusern müssen sie eine vollständige Anpassungsfähigkeit der elektrischen und anderer Anlagen und Verbindungen und eine entsprechende Veränderungsfähigkeit der Räume durch Verschieben der Zwischenwände ermöglichen. Sie müssen Raum enthalten für Kanäle und Röhren für weitere Einrichtungen wie Heizung und Klimaanlage, welch letztere zu einer absoluten Notwendigkeit wurde, besonders in weitgehend glasverkleideten Gebäuden. Die Verkleinerung der Eigengewichte trägt einerseits zur Wirtschaftlichkeit der Konstruktion bei, ergibt aber andererseits Probleme bei der Schallübertragung.

Dementsprechend ist auch die akustische Konditionierung im Hinblick auf Schallreflektion und Schallisolation zu einer wesentlichen Anforderung an die Decken geworden. Im Zusammenhang mit den verkleinerten Stockwerkshöhen erhält die Anordnung von versenkten und diffusen Beleuchtungen eine zunehmende Bedeutung. Vom Standpunkte der raschen und wirtschaftlichen Montage aus gesehen ist der Wegfall der zeitraubenden Rüstungsarbeiten, wie sie für die Eisenbetonplatten notwendig sind, eine Hauptforderung. Ebenso ist es erwünscht, daß die Decken Stockwerk um Stockwerk praktisch gleichzeitig mit der Stahlskelettmontage verlegt und sogleich voll ausgenützt werden können als Arbeitsplatz für die anderen Unternehmer wie Rohrleger, Elektriker etc.

H. J. Stetina beschreibt die verschiedenen modernen Deckensysteme, die entweder alle oder einige von diesen Anforderungen erfüllen. Danach ist für Stahlbetonplatten das Gießen derselben in dünne, profilierte Stahlschalungen eine neuere Entwicklung.

Diese Schalungen sind meist selbsttragend, so daß also weder Holzschalungen noch Zwischenunterstützungen notwendig werden. Sie bleiben ein Teil der Platte und bilden deren Armierung zur Aufnahme der positiven Biegungsmomente. Dergleichen Decken werden oft aus Leichtbeton hergestellt und einige Systeme ermöglichen die Unterbringung von zumindest einigen der notwendigen Kanäle innerhalb der Platte.

Das in bezug auf die Herstellungskosten vielleicht ökonomischste moderne Deckensystem sind durch Stabstahlunterzüge getragene dünne Betondecken. Die Unterzüge sind leichte, in einfacher Weise standardisierte und seriemäßig fabrizierte, fachwerkartige Träger, die mit kleinem Abstand verlegt werden. Die Gurte sind entweder warm gewalzte oder aus Blechen abgekantete leichte Stahlprofile, während die Diagonalen aus Rundstahl bestehen.

Diese beiden Systeme werden oft dort verwendet, wo die erforderlichen Leitungen und Kanäle nur einen mäßigen Umfang annehmen wie z. B. in Spitälern, Hotels, Appartmentshäusern und ähnlichem. In großen vielstöckigen Geschäftshäusern werden sie selten gebraucht. Hier stellen Zellendecken aus dünnen, kalt verformten Stahlblechen die wesentlichste Nachkriegsentwicklung dar. Ohne die Ergebnisse einer weiteren intensiven und viele Jahre dauernden Untersuchungsarbeit wäre deren weitgehende Einführung nicht möglich geworden. Forschungen über Festigkeit und Leistungsfähigkeit von kalt verformten, dünnwandigen Stahlprofilen wurden durch den Schreibenden und seine Kollegen an der Cornell-Universität ausgeführt und ihre Resultate liegen den A. I. S. I.-Normen über die Berechnung von leichten, kalt verformten Konstruktionsteilen zu Grunde, die das offizielle amerikanische Dokument über dieses Gebiet sind. Der Schreibende orientierte an den Kongressen in Lüttich und Lissabon über einige Phasen dieser Untersuchungen, und am Kongreß in Cambridge gab er eine zusammenfassende Darstellung über das gesamte Gebiet der dünnwandigen Stahlkonstruktion.

Einige der serienmäßig fabrizierten Zellendecken werden in den Beiträgen von H. J. Stetina und R. Krapfenbauer beschrieben. Die Berechnungen zur Bestimmung des Tragvermögens und der Durchbiegung unter der Belastung werden durch die Ingenieure des Herstellungswerkes eines bestimmten Types ausgeführt. Der Konstrukteur eines Hochhauses hat lediglich den geeigneten Typ aus einem Katalog herauszusuchen. Aus diesem Grunde vergißt man leicht, daß die Bemessung solcher dünnwandiger Stahlprofile an sich schwierige und interessante Probleme von beträchtlicher Komplexität ergibt.

Die Charakteristiken, die sich bei der breiten Einführung der Zellendecken zeigten, werden in H. J. Stetinas und R. Krapfenbauers Arbeiten eingehend festgehalten. Darunter figurieren die Aufnahmefähigkeit der Zellen für eine Vielfalt von Leitungen und Kanälen, die gleichzeitig mit dem Aufbau der Rahmen erfolgende Montage mit sofortiger voller Festigkeit, der Wegfall aller Schalungen und Unterstützungen, die sofortige Verwendbarkeit als Arbeitsbühne etc. Der Schreibende möchte noch hinzufügen, daß in Fällen, wo weniger Leitungen zu verlegen sind, die Zellendecke oft direkt als Untersicht verwendet wird. Sie sind dann akustisch konditioniert durch Perforation und eine Füllung mit schallschluckenden Leichtstoffen; ebenso werden eine Anzahl der Zellen für versenkte Beleuchtungskörper verwendet.

Was die Wirtschaftlichkeit anbelangt, so ist es wesentlich, daß, wie H. J. Stetina feststellt, die Zellendeckensysteme nur ein Drittel bis die Hälfte des Gewichtes der herkömmlichen Stahlbetonplatten mit Stahlbalkenrost wiegen. Diese bemerkenswerte Gewichtsreduktion gestattet natürlich entsprechende Einsparungen an Tragskelett und Fundamenten. Es handelt sich hier um einen der Gründe für die obenerwähnte Verkleinerung der Eigengewichte der Rahmen von großen Gebäuden.

4. Wände

Ursprünglich wurden große Geschäftshäuser eher mit tragenden Wänden als mit Stahl- oder Betonrahmen gebaut. H. J. Stetina erwähnt, daß die Tragwände von 16-stöckigen Häusern aus dem Jahre 1880 an der Basis bis 15 ft. (4,60 m) stark waren. Mit der Entwicklung der Skelettbauweise verloren die Wände ihre Tragfunktion und dienten nur noch ausschließlich der Verkleidung und Isolation. Trotzdem blieb bis vor kurzem Mauerwerk praktisch das einzige Material. Eines der ersten Gebäude mit einer vollständig in Metall und Glas hergestellten Fassade war das Verwaltungsgebäude der Aluminium Company of America in Davenport, Iowa, 1948, und eine der ersten reinen Glasfassaden jene des Gebäudes der Vereinten Nationen in New York, 1949—1950. Aber ihren stärksten Ansporn erhielt die Tendenz nach dünnen Wänden in mächtigen Gebäuden 1951—1952 durch die Errichtung von 5 großen Bauten in Pittsburgh, von denen vier mit rostfreien Stahlverkleidungen und eines mit einer Aluminiumfassade versehen wurden.

Die heutigen Vorhangwandkonstruktionen werden eingehend in H. J. Stetinas Beitrag beschrieben, während R. Krapfenbauer besonders die metallischen Vorhangwände behandelt. Es wird für solche Wände auch weiterhin Mauerwerk verwendet, dessen Gewicht jedoch von ca. 130 auf ca. 80 lb./sq. ft. reduziert wurde. Jüngstens wurden gemauerte Sandwichwände mit einem Gewicht von 30 lb./sq. ft. entwickelt, die äußerlich aus einer dünnen Natursteinschicht und innen aus leichtem Isoliermaterial bestehen.

Die Haupttendenz allerdings geht in Richtung von Kombinationen aus Metall und Glas in verschiedenen Verteilungen, einschließlich solcher reiner Glasfassaden, wie sie das UNO- und das Seagram-Gebäude in New York aufweist. Sie sind 2 in. (5,1 cm) und sogar weniger stark, verglichen mit dem 12 in. (30,5 cm) der normalen Mauerwerksverkleidungen und haben Gewichte von 4—5 lb./sq. ft., verglichen mit 80—130. Dies bedeutet eine weitere wesentliche Verkleinerung der Belastungen des Stahlskelettes und eine entsprechende Einsparung an Stahl- und Fundationskosten. Ebenso trägt die Vergrößerung der nutzbaren Bodenfläche, z. B. 5% für einen 100 × 100 ft. (30 × 30 m) Grundriß, zur Verbesserung der Mieterträge bei. Richtige Vorhangwände aus Metall wurden von innen her montiert, wodurch Schwierigkeiten und Kosten einer äußeren Gerüstung entfallen. Darüber hinaus bedeutet die große Zahl von Oberflächenformen und Farben eine neue Dimension im architektonischen Ausdrucke.

Immerhin sind nicht nur Ersparnisse zu verzeichnen. Besonders sind die Kosten von einigen dieser dünnen Vorhangwände beachtlich. Unter Annahme der Kosten pro m^2 für eine Verkleidung aus Backstein als 100% ergeben Wände aus Porzellan, Email und Stahl ca. 150%, Aluminiumwände 170%, Wände aus rostfreiem Stahl 160—240% und ganze Glasverkleidungen 220 bis 250%. Bei Fassaden, die zu einem großen Teil aus Glas sind, ergeben sich beträchtliche, zusätzliche Schwierigkeiten und damit Kosten bei der Klimaanlage.

Große Glasflächen verlangen bedeutend größere Luftkonditionierungsinstallationen mit entsprechenden Kosten und laufenden Unterhaltsausgaben. Es kann in solchen Fällen notwendig werden, das Gebäude gleichzeitig zu heizen und zu kühlen. Sogar im Winter wurden auf der Süd- und Westseite Temperaturen bis zu 140° F gleichzeitig mit 0° F auf der Nord- und Ostseite gemessen. In einem weitgehend glasverkleideten Gebäude in Los Angeles entstehen im Winter bei einer Außentemperatur von 50° F Innentemperaturen bis zu 90° F, obwohl die Klimaanlage mit voller Leistung läuft. Im Sommer bei höherem Sonnenstand sind diese Verhältnisse günstiger, indem die steil einfallenden Sonnenstrahlen zum größten Teil an der Glasoberfläche reflektiert werden. An allen Orten, wo große Glasflächen angeordnet wurden, entstanden analoge Schwierigkeiten. Dem Schreibenden scheint es, daß die gegenwärtig übliche ausschließliche Verwendung von Glas für Fassaden, abgesehen von einigen guten architektonischen Effekten, eine Verirrung ist und daß sie nicht

lange andauern wird. Sie dient dem Wohlbefinden der Hausinsassen nicht oder sie schadet gar in dieser Hinsicht, und die hohen Bau- und Unterhaltskosten (für Heizung, Luftkonditionierung und Reinigung) werden nicht durch entsprechende Vorteile aufgewogen.

Weitere Anfangsschwierigkeiten mit dünnen Vorhangwänden waren die folgenden: mangelnde Dichtigkeit gegen Witterungseinflüsse, Kondenswasser an der Innenseite der äußeren Metallhaut, knappe Abmessungstoleranzen, welche die Anpassung an die normalen Abweichungen in den Stahlrahmen erschweren, das Problem der äußerlichen Reinigung der festen Fenster und Glasflächen (Lösung durch bewegliche, am oberen Gebäuderand hängende Reinigungsbühnen) und ähnlichem. Sie konnten alle erfolgreich überwunden werden, derart, daß jetzt solche dünnen Vorhangwände nicht nur bei ausgesprochenen Hochbauten, sondern auch bei niederen ein- bis dreistöckigen Handels-, Verwaltungs- und Wohnhäusern weit verbreitet sind.

5. Feuerschutz

Nicht nur die Mittel und Vorrichtungen für die Feuersicherheit, sondern auch die ganze Auffassung über den Feuerschutz haben weitgehende Veränderungen erfahren. Es steht fest, daß die Gebäude in bezug auf den Grad der Feuergefährdung und das Ausmaß des notwendigen Feuerschutzes klassiert werden müssen, und zwar in Abhängigkeit von der «Feuerbelastung», wie sie in der Arbeit von C. F. Kollbrunner behandelt wird, von der Verwendung des Gebäudes, von der Größe der feuersicher umschlossenen Fläche und vielen weiteren Faktoren. Gleichzeitig wird jetzt anhand von eingehenden und großmaßstäbigen Feuerversuchen der Feuerwiderstand von verschiedenen Konstruktionstypen untersucht. P. Boué zeigt, daß auch ohne internationale Normung die verschiedenen Industrieländer mit Rücksicht auf die gegebene Zeit-Temperaturkurve und andere Charakteristiken auf sehr ähnliche Vorgehen für Brandversuche gekommen sind.

Als ein Beispiel für die Entwicklung erwähnt H. J. Stetina, daß die alte Forderung der «4-Stunden-Feuer-Klassierung» für Wände ursprünglich für tragende Wände gedacht war, deren Schwächung durch das Feuer zum Gebäudeeinsturz hätte führen können. Durch die Übertragung auf Rahmenkonstruktionen wurde diese Bestimmung sinnlos, besonders da keine Grenze für die Fensterfläche, deren Feuerwiderstand im wesentlichen Null ist, festgelegt wurde. Diese veralteten Bestimmungen wurden nun abgeändert, und viele amerikanische Städte verlangen nur noch eine «2-Stunden-Feuer-Klassierung» für Außenwände, während andere lediglich noch verlangen, daß die Wand aus nicht entflammbarem Material besteht. Auch die Forderungen für die innere Feuersicherheit wurden in analoger Weise entwickelt.

Die Mittel und Methoden des Feuerschutzes haben ähnliche Veränderungen

erfahren. Es war üblich, daß Träger und Säulen aus Stahl vollständig einbetoniert werden mußten. Solche totale Ummantelung ist heute weitgehend durch feuersichere Überzüge in Form von leichten Verputzen ersetzt. Wie H. J. Stetina bemerkt, bedeutet diese eine Gewichtseinsparung im Verhältnis von 15 : 1. Der Feuerschutz von Stahlzellendecken erfolgt entweder durch leichte, aufgehängte Putzdecken oder durch direkt aufgespritzten Leichtputz (verschiedene Mischungen von Vermiculit, Perlit, Gips und Asbest).

Die Gewichtsersparnisse, die auf diesem Gebiet erzielt werden können, sind sehr eindrücklich und summieren sich mit jenen, die sich aus der Anordnung von modernen Decken und Vorhangwänden ergeben. P. Boué macht einen Fall namhaft, wo allein aus dem veränderten Feuerschutz eine Senkung der Baukosten von 20% entstand.

6. Entwurf der Rahmen

Während der Bauingenieur in den bis dahin behandelten Gebieten eine Rolle spielen sollte und dies auch tut, ist seine wichtigste Angelegenheit selbstverständlich der Entwurf des stählernen Haupttragwerkes. Auch auf diesem Gebiete haben sich namhafte Veränderungen vollzogen, teilweise im Zusammenhang mit der Entwicklung von Decken, Wänden und Methoden des Feuerschutzes, teilweise als eine Konsequenz der Fortschritte der Stahlbautechnik.

Es soll hier nicht vergessen werden, daß der Stahlbeton nach wie vor eine Rolle spielt bei der Konstruktion der Rahmen von Hochhäusern. Für Gebäude bis zu 10 oder 15 und sogar 20 Stöcken ist es ziemlich häufig, daß sich der Stahlbeton als wirtschaftlicher als der Stahl erweist. In größeren Bauwerken erhalten die Säulen in den unteren Stockwerken übertriebene Dimensionen, was allerdings durch Verwendung von Verbundstützen aus schweren, einbetonierten Walzstahlprofilen in diesem Bereiche verbessert werden kann. Eine solche Ausführung liegt z. B. in einem 1957 gebauten 24-stöckigen Bürohaus in Cleveland vor, das ursprünglich mit Stahlrahmen geplant war, dann jedoch in Stahlbeton errichtet wurde, als eine Stahlverknappung eine kurze Bauzeit in Frage stellte. (Die von S. R. Sparkes, J. C. Chapman und A. C. Cassel in ihrem Beitrag mitgeteilten interessanten Messungen an einem Stahlskelettbau scheinen zu zeigen, daß unter den niederen Lasten, für die die Messungen vorgenommen wurden, der Beton der Stützenverkleidungen gar nicht zur Mitwirkung kam. Die Kürze dieser Arbeit erschwert die Interpretation dieser Erkenntnisse, da keine Angaben über Spiral- oder andere Armierung gemacht werden und weil die gemessenen Spannungen reichlich klein waren im Vergleich mit den Entwurfsspannungen oder gar den Spannungen im Bereich des Bruchzustandes. Dies zeigt uns, wie schwer es normalerweise ist, während dem Bauzustand am Bauwerk ausgeführte Messungen zu deuten.) Die New York City Housing Authority ließ sich in zwei aufeinanderfolgenden Jahren,

1958 und 1959, für Gruppen von 20-stöckigen Überbauungen mit billigen Wohnungen abwechselnd für Stahl- und Betonkonstruktionen offerieren. In beiden Fällen waren für die Ausführung in Beton die Gesamtkosten um etwa 6% tiefer.

Dies zeigt, daß sich der Stahlbeton hauptsächlich behauptet für funktionell vergleichsweise einfache Bauten (Wohnhäuser, Spitäler etc.) mäßiger Höhe und wo die Baukosten von entscheidendem Einfluß sind. Immerhin verbleibt dem Stahlbau das Übergewicht, besonders für Geschäftshäuser und ähnliche. So waren 1959 in New York von 26 im Bau befindlichen großen Häusern (7 bis 64 Stockwerke) 24 aus Stahl.

Bis nach dem zweiten Weltkrieg war die Nietung praktisch das einzige Verbindungsmittel für stählerne Tragkonstruktionen, eine begrenzte Verwendung von Schrauben für sekundäre Verbindungen ausgenommen. In den Jahren um 1950 herum entwickelte sich dann eine deutliche Tendenz nach geschweißten Verbindungen, und zwar hauptsächlich an weit von gut eingerichteten Werkstätten entfernten Orten. Z. B. wurden von 18 in den Jahren 1951 bis 1953 in Texas angefangenen Gebäuden mit einer mittleren Höhe von 18 Stockwerken deren 12 in geschweißter und nur 6 in genieteter Konstruktion ausgeführt. Eine interessante zehnjährige Entwicklung der geschweißten Bauweise in Toronto, Kanada, wird im Beitrag von R. M. Gooderham und D. T. Wright beschrieben: In den ersten Gebäuden fing diese an durch das Ersetzen der Nietung durch die Schweißung in einfachen, üblichen Verbindungen, und sie gipfelte in den neusten, vollständig geschweißten steifen Konstruktionen mit durchwegs stumpf geschweißten Stößen. Es mag dies eine Illustration der Tatsache sein, daß Entwicklungen in einem Lande nicht unbedingt Schlüsse auf ein anderes zulassen. Der Schreibende zweifelt, ob diese Methoden der Stumpfschweißung sich unter amerikanischen Verhältnissen als wirtschaftlich erweisen würden. Sicher sparen sie Material. Hingegen beschreiben die Autoren genau die knappen Abmessungstoleranzen, die eingehalten werden müssen, und die besonderen Vorkehrungen, die getroffen werden, um auch die kleinen Gestaltabweichungen, wie sie in allen Konstruktionsteilen gefunden werden, auszugleichen. Das sind Komplikationen, die vielleicht in Kauf genommen werden können, wo Einfachheit, Geschwindigkeit und Kosten der Montage nicht von entscheidender Wichtigkeit sind.

Wie J. W. Pickworth zeigt, sind in den letzten Jahren hochfeste, vorgespannte Schrauben zu dem bei weitem verbreitetsten Verbindungsmittel an wichtigen Stellen geworden, während nach wie vor für sekundäre Bauteile wie Deckenträger, Pfetten und dergleichen die normalen, rohen Schrauben angewendet werden. Bisher werden die vorgespannten Schrauben auf Grund der reichlich vereinfachenden Annahme einer Substitution der Bolzen durch Nieten gleichen Durchmessers berechnet. Den kommenden Änderungen in den Berechnungsvorschriften sollen jedoch die Resultate einer weiteren eingehenden Forschungsserie über diese Verbindungen zugrunde gelegt werden. Diese

Änderungen werden es dem Ingenieur erlauben, die Vorteile auszunützen, die hochfestverschraubte Stöße in verschiedener Hinsicht gegenüber entsprechenden genieteten Verbindungen aufweisen.

Immerhin gibt es Ausnahmen in dieser Entwicklung. So wurden bei dem 19-stöckigen Inland-Steel-Gebäude in Chicago, einem der interessantesten neueren Bauwerke, alle Verbindungen der Hauptstützen und -träger geschweißt und nur sekundäre Stöße geschraubt. Das Gebäude enthält keine inneren Säulen und die Hauptträger haben also eine freie Spannweite von 60 ft. (18 m) zwischen den außerhalb der äußeren Vorhangwände angeordneten Fassadenstützen. In einem zwei Jahre später (1958) errichteten sehr ähnlichen Bauwerk hingegen, dem 20-stöckigen Crown-Zellerbach-Haus in San Francisco, dessen Träger eine Spannweite von 63 ft. (19 m) zwischen den äußeren Stützen haben, wurden alle Verbindungen geschraubt außer den geschweißten Stumpfstößen der Säulen. Die Vorteile einer Methode über eine andere sind oft abhängig von lokalen und Montagebedingungen. Zum Beispiel hatte 1959 bei einem 9-stöckigen Gebäude in Denver allein das Ersetzen der vorgespannten Schrauben durch Schweißung, wobei die Dimensionen der Bauteile unverändert blieben, eine beträchtliche Einsparung an Kosten und Bauzeit zur Folge. Ebenso ist das von D. T. Wright und R. M. Gooderham beschriebene Union-Carbide-Gebäude (1958) in Kanada, eine sehr ähnliche Anlage wie das Crown-Zellerbach-Haus in San Francisco, im Gegensatz zum letzteren vollständig geschweißt. Allerdings sind das Ausnahmen, und die hochfesten Schrauben werden bei den meisten Gebäuden angewendet.

Die gründliche Reduktion der ständigen Lasten durch Anwendung moderner Decken-, Wand- und Feuerschutzsysteme wurde beschrieben. In Verbindung mit verbesserten Entwurfsmethoden ergab sich daraus eine sehr beträchtliche Verkleinerung der Eigengewichte der Stahlrahmen. Statistiken sind schwer erhältlich, aber eine Tabelle in H. J. Stetinas Beitrag zeigt, daß in den letzten 25 Jahren das Gewicht der Stahlrahmen von Gebäuden gleicher Größe und Anlage so ziemlich auf die Hälfte zurückgegangen ist. Natürlich sind diese leichteren Skelette flexibler als die früheren schwereren. Die konventionellen Mauerwerkwände, die armierten Betondecken und die massiv mit Beton verkleideten Säulen und Träger der älteren Konstruktionen tragen alle noch zusätzlich und beträchtlich bei zur Festigkeit und besonders Steifigkeit derselben, obwohl diese Einflüsse bei der Berechnung im allgemeinen vernachlässigt wurden.

Dazu im Gegensatz leisten die heutigen Leichtbau-Decken und -Wände keinen Beitrag zu Festigkeit und Steifigkeit (außer wenn sie besonders für diesen Zweck ausgebildet werden). Dementsprechend haben die Fragen der Durchbiegungen, seitlichen Steifigkeit gegen Horizontallasten (Wind, Erdbeben etc.) und seitlichen Schwingungen eine wesentlich größere Bedeutung als in früheren Jahren erhalten. So ist es öfter notwendig, vertikale und horizontale Durchbiegungen nachzuweisen und dynamische Berechnungen aus-

zuführen im Hinblick auf die Beschränkung von Schwingungen sowohl infolge horizontaler als auch vertikaler Lasten. Wenn möglich sollten diese Berechnungen eher für die tatsächlich zu erwartenden Belastungen als für die gesetzlich vorgeschriebenen Normenlasten gemacht werden.

Was die horizontalen Durchbiegungen betrifft, gibt J. W. Pickworth an, daß die Ausbiegungen unter der der Berechnung zugrundegelegten Windlast 0,15 bis 0,20% der Höhe nicht überschreiten sollten. Für das früher erwähnte Crown-Zellerbach-Haus in San Francisco wurde die Ausbiegung infolge Entwurfswindlast auf ca. 0,12% und infolge Erdbeben auf ca. 0,16% beschränkt. (Die Dimensionierung für Erdbebenbelastung ist vorgeschrieben an der Pazifik-Küste und in einigen anderen Teilen der USA. Im Fall des Crown-Zellerbach-Gebäudes war die äquivalente Erdbebenlast 3,5% der vertikalen Gravitätslast.)

Die Maßnahmen zur Aufnahme der horizontalen Lasten erhalten eine größere Bedeutung. Im wesentlichen gibt es drei Möglichkeiten der horizontalen Versteifung von Rahmenbauten:

Das Skelett wird als steifer oder halbsteifer Rahmen so dimensioniert, daß es die Horizontallasten aufnehmen kann. Oder es werden in bestimmten Ebenen fachwerkförmige vertikale Aussteifungen konstruiert, die die Horizontalbelastung übernehmen. Schließlich werden massive vertikale Betonwände, sogenannte Schubwände, ebenfalls in angemessen ausgesuchten Ebenen eingeführt. Sie werden normalerweise um den Installationskern herum angeordnet, welcher die Lifte und andere Einrichtungen enthält. Aber auch schmale äußere Wände werden gelegentlich verwendet. Steif ausgebildete Rahmen beeinträchtigen die inneren Raumverhältnisse am wenigsten und werden deshalb bevorzugt, können jedoch entweder sehr große Durchbiegungen oder extrem schwere Bauteile ergeben. Oft sind daher spezielle Aussteifungen in bestimmten Vertikalschnitten wie Schubwände oder Fachwerkverbände vorteilhaft oder notwendig. In diesem Falle müssen die Deckenkonstruktionen eine genügende Festigkeit und Steifigkeit als Scheiben haben zur Aufnahme und Übertragung der Horizontallasten in die vertikalen Versteifungswände. In gründlichen Versuchen im Maßstab 1 : 1 wurde nachgewiesen, daß nicht nur Betonplatten, sondern auch leichte Stahlzellendecken eine genügende Scheibenwirkung entwickeln, wenn die einzelnen Felder genügend durch Schweißung verbunden werden.

Der Entwurf der Windverbände ist eines der interessantesten Probleme bei der Berechnung. Bei unsymmetrischen Gebäuden muß genau bestimmt werden, wieviel von der Horizontalbelastung durch jede der vertikalen Versteifungsebenen aufgenommen wird. Noch verwickelter wird die Aufgabe, wenn mehrere Systeme mit verschiedener Steifigkeit im gleichen Bauwerk vorkommen. So wurden beim Crown-Zellerbach-Haus für den separaten Bedienungsturm, der die Lifte und andere Installationen enthält, fachwerkförmige Vertikalverbände vorgesehen, während das damit verbundene Hauptgebäude auf Grund von steifen Rahmen gegen Wind- und Erdbebenwirkungen

ausgesteift ist. Das 38-stöckige Seagram-Gebäude enthält fachwerkförmige Aussteifungen, die bis zum 17. Stock in 12 in. (30 cm) Beton eingebettet sind.

7. Montage und Sicherheit

Das Errichten hoher und großer Gebäude ist sicher eine ebenso eindrückliche Verrichtung des Ingenieurwesens wie deren Planung und Berechnung. Dabei ist nicht nur von der Tatsache die Rede, daß hochgradig spezialisierte und ausgedachte Methoden angewendet werden, wie sie in W. G. Rapps Beitrag beschrieben werden und von denen einige buchstäblich auf ein sich selbst «an seinen eigenen Stiefelriemen» Hochziehen herauslaufen. Über diese technischen Belange hinaus stellt der Bau eines großen Hauses im verkehrsreichen Zentrum einer modernen Stadt die höchsten Anforderungen in bezug auf die Gesamtorganisation. Normalerweise ist kein Platz vorhanden für Gerüstung und Lagerung. Es muß also in engster Zusammenarbeit mit dem Stahlwerk und anderen Lieferanten ein kontinuierlicher Fluß der Materialien aufrechterhalten werden. Ebenso muß der Verkehr von und zu der Baustelle trotz der erschwerenden Umstände der Großstadt funktionieren. Diese Probleme der Massenverschiebungen stehen in keiner Weise den militärischen der Führung großer Truppenteile nach.

Bei all dem ist die Frage der Sicherheit der Arbeiter nicht für sich gesondert zu behandeln, sondern als integrierender Bestandteil der ganzen Vorgänge. Aus den Beiträgen von W. G. Rapp und W. Wolf wird deutlich, daß für jede Phase die Art der Ausführung und das Verfahren sowohl im Hinblick auf die Sicherheit als auch auf die technische Leistungsfähigkeit geplant werden muß. Die amerikanischen Erfahrungen scheinen zu zeigen, daß jede unsichere Maßnahme auch eine wenig leistungsfähige und unwirtschaftliche Maßnahme ist. Wie aus W. Wolfs Arbeit deutlich wird, scheinen diese Erfahrungen auch anzuzeigen, daß tatsächlich gute Sicherheitsverhältnisse wesentlich besser durch eine lange und anhaltende Tradition, durch freiwillige und intensive Zusammenarbeit zwischen Arbeitgeber und -nehmer, zwischen Leitung, Werkmeister und Arbeitskraft erreicht werden, als durch die Auflage detaillierter Sicherheitsvorschriften durch Regierungsstellen, die dann durch außenstehende Inspektoren erzwungen werden. Aber auch hier werden die Erfahrungen in einem Lande nicht unbedingt auf die Verhältnisse in einem andern anwendbar sein.

III a 1

Beitrag zur Frage des Feuerschutzes von Stahlhochbauten

Contribution on the Problem of Fire Precautions in Steel-Framed Buildings

Contribution à l'étude de la protection des ouvrages métalliques contre l'incendie

PAUL BOUÉ
Dr.-Ing., Köln

Die Entwicklung des Stahlhochbaues bzw. des Stahlbaues zeigt während der letzten Jahrzehnte eine deutliche Tendenz zur besseren Ausnutzung des Stahles oder — allgemeiner ausgedrückt — zur Verringerung des für eine bestimmte Konstruktion notwendigen Werkstoffaufwandes. Dies trifft insbesondere für alle jene Länder zu, in denen die Materialkosten den überwiegenden Anteil an dem Gesamtpreis für eine Konstruktion ausmachen. Deutliche und allgemein bekannte Fortschritte zeigten sich insbesondere auf dem Gebiete der Statik, der Stabilitätstheorie, aber auch der Festigkeitslehre und Verbindungstechnik; sie kommen auch in den Änderungen der Vorschriften und Normen zum Ausdruck. Zumindest auf der theoretischen Seite wird sich die weitere Entwicklung vermutlich ruhiger als bisher vollziehen; denn auch eine verbreitete Anwendung des Traglastverfahrens, wie sie jetzt angestrebt wird, bringt auf Grund der bekannten begrenzten Auswirkungen in bezug auf Gewichtsminderung der Stahlkonstruktion nicht mehr eine so rasante Strukturwandlung, wie etwa die Kontinuumsstatik, die Ausgleichberechnungsverfahren oder die Herabsetzung der Sicherheitsbeiwerte. Es wird daher notwendig sein, andere Möglichkeiten zu erschließen. Ein dankbares Feld hierfür stellen alle jene Fragenkomplexe dar, die mehr am Rande liegend ebenfalls von bedeutendem Einfluß auf Gestaltung und Gewicht unserer Bauten sind. Hierzu zählen u. a. alle Probleme, die mit dem Begriff der «Feuersicherheit im Stahlbau» umrissen werden können. Es sind deshalb auch in den letzten Jahren in all den Ländern, die über entsprechende Versuchseinrichtungen verfügen, Untersuchungen durchgeführt worden, um leichtere und doch hochwirksame Schutzmethoden für Stahlbauteile zu erschließen. Die herkömmliche Art des Feuerschutzes bringt nämlich einen außerordentlich hohen Anteil von

Totlast, die nur zu einem geringen Prozentsatz statisch genutzt werden kann. Dies trifft insbesondere bei Stahlskelettbauten zu, wo man durch Verwendung leichterer Ummantelungen in entsprechend gelagerten Fällen das Eigengewicht um bis zu 80% vermindern kann und damit auch die Möglichkeit hat, bei dem tragenden Gerippe sowie der Fundierung an Gewicht einzusparen. In einem speziellen Beispiel konnten auf diese Art und Weise etwa 20% der Rohbaukosten eingespart werden [1].

Ein Vergleich zeigt, daß die Brandversuche in den meisten Ländern unter nahezu gleichen Bedingungen ausgeführt werden. Dies gilt ganz besonders für die der Beheizung der Brandräume zugrundegelegten Einheitstemperaturkurve (Fig. 1). Schon früher wurde nachgewiesen — und dies kann durch eine Viel-

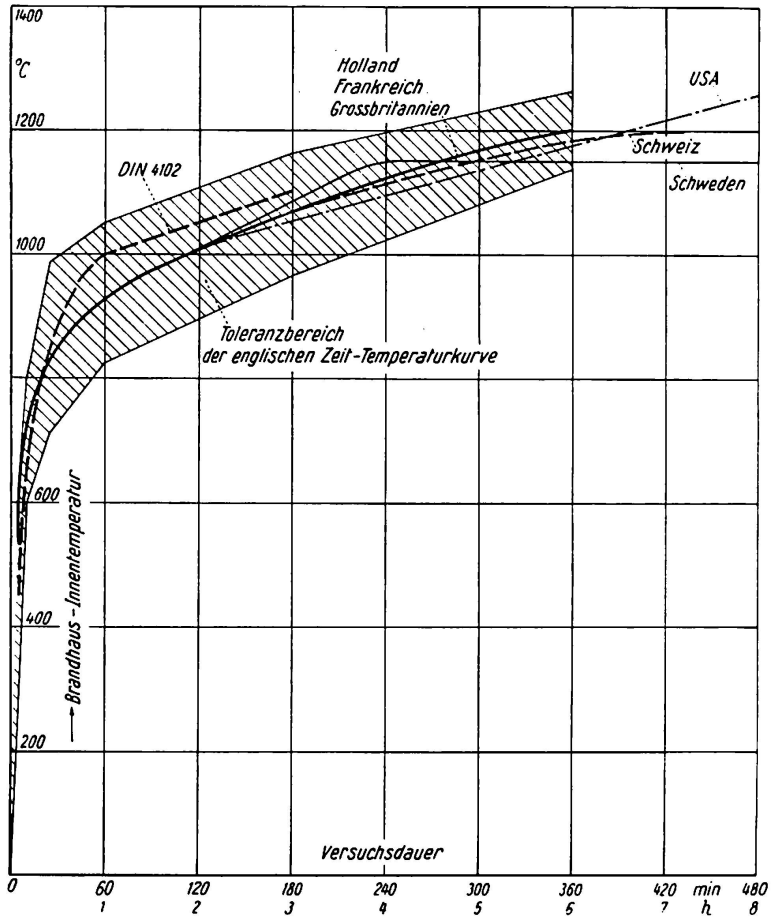


Fig. 1. Temperaturzeitkurve verschiedener Länder.

zahl von Beispielen belegt werden —, daß dieser Temperaturverlauf, als Maßstab bei der Prüfung verwendet, die denkbar ungünstigsten Verhältnisse bei einem tatsächlichen Brand abdeckt. Dieser Umstand selbst spielt für die Prüfung zwar keine Rolle; er muß erst dann berücksichtigt werden, wenn es darauf ankommt, so gewonnene Ergebnisse für die Beurteilung hinsichtlich der zu treffenden baulichen Schutzmaßnahmen heranzuziehen.

Betrachtet man diesbezüglich die vorhandenen Regeln in den Bauordnun-

gen der verschiedenen Länder, Städte und Gemeinden, so zeigt sich, daß man im allgemeinen eine vergröbernde Vereinfachung der Beachtung der genannten Relation zwischen Versuch und wirklichem Brand vorzieht. Die deutschen Bauordnungen z. B. kennen grundsätzlich nur eine Stufe der Ausführung, die in DIN 4102 festgelegt ist, nämlich «feuerbeständig», die gekennzeichnet ist durch eine Feuerwiderstandsdauer von 90 Minuten im Normenbrandversuch während der der betreffende Bauteil weder seine Funktionsfähigkeit noch seine Tragfähigkeit verlieren darf. Es ist dazu gefordert, daß alle wesentlichen tragenden Bauteile diese Art Ausführung erfahren müssen, selbst in jenen Fällen, in denen ein Bauwerk infolge seiner Nutzung keine oder kaum eine Brandgefahr beinhaltet. Die zuständige Behörde kann jedoch im Rahmen ihres Ermessens Abweichungen gestatten, wobei lediglich persönliche Erfahrungen herangezogen werden können, da ein objektiver Maßstab fehlt. Die Anwendung oder Abwandlung der allgemeinen Vorschrift verbleibt damit mehr im persönlich zu verantwortenden Bereich des Beamten als in der technischen Sphäre, wohin diese Sicherheitsbetrachtung ihrer Art nach gehört.

In einigen Ländern, wie z. B. in den USA, England und der UdSSR sind Regeln vorhanden, die eine wesentlich besser abgestufte Einteilung der Bauwerke in Form einer Klassifizierung gestatten. Aber auch diese Verfahren befriedigen nicht immer, und es erscheint wesentlich zweckmäßiger, die Beurteilung ähnlich wie bei anderen komplexen Problemen der Technik nach einem Punktsystem vorzunehmen, wie es von GEILINGER und KOLLBRUNNER [2] vorgeschlagen wurde.

Ein solches Bewertungsverfahren nach Punkten bietet den Vorteil, daß man jederzeit erkennen kann, durch welche Änderung der einzelnen Einflußfaktoren ein stärkerer oder geringerer Feuerschutz baulicher Art notwendig wird. Man kann z. B. sehen, daß durch Schaffung kleiner Brandabschnitte eine wesentlich dünnere Ummantelung möglich ist oder sogar entbehrlich wird. Damit wird die Beurteilung der Feuersicherheit von Stahlkonstruktionen zu einem Konstruktionsprinzip und zu einer Gestaltungsfrage, an der Ingenieur und Architekt teilhaben.

Aus dem Bestreben heraus, diese Eigenschaft des Punktverfahrens mehr in den Vordergrund zu stellen und unter Beachtung einiger weiterer Einflußfaktoren entstand der folgende Vorschlag für eine punktemäßige Klassifizierung der Bauwerke und Bauteile.

Es werden getrennt in zwei Schritten zunächst das Gebäude oder der Raum, danach dann die einzelnen Bauteile beurteilt (Tafel 1 und 2). Die einzelnen Beurteilungsgesichtspunkte ergeben sich aus den Faktoren, die für den Verlauf eines möglichen Brandes hinsichtlich der Dauer der Feuereinwirkung, seiner räumlichen Ausbreitung und der Höhe der zu erwartenden Temperaturen als maßgebend erkannt sind. Hierzu zählen Abmessungen und bauliche Ausbildung sowie als durchschlagende Größe die Brandlast (fire load), ausgedrückt als Holzgleichwert in kg/m² der Grundfläche des betrachteten Raumes.

Tafel 1. Bewertung der Bauwerke und Räume

Einzeleinflüsse	Bewertungszahl
1. Höhe des Gebäudes oder der Geschosse	
1.1 Gebäudehöhe von Mehrgeschoßbauten	
Traufhöhe bis 7 m	0
Traufhöhe von 7 bis 14 m	2
Traufhöhe von 14 bis 22 m	4
Traufhöhe über 22 m	6
1.2 Geschoßhöhe bei Mehrgeschoßbauten	
bis 4 m	2
von 4 bis 8 m	1
1.3 Gebäudehöhe von Eingeschoßbauten	
Traufhöhe bis 4 m	3
Traufhöhe von 4 bis 10 m	2
Traufhöhe über 10 m	1
2. Durch Brandmauern, Außenwände oder Ersatz-Brandwände (Feuerblenden, Wasservorhänge u. a.) begrenzte Innenfläche	
bis 200 m^2	0
200 bis 500 m^2	2
500 bis 1000 m^2	4
1000 bis 2500 m^2	5
mehr als 2500 m^2	6
3. Dachhaut oder Decke (vertikaler Brandabschnitt)	
feuerhemmend, unbrennbar	0
brennbar, jedoch schwer entflammbar	2
brennbar	4
4. Verwendung des Gebäudes oder Raumes	
4.1 Brandlast, errechnet für alles brennbare Material als Holzgleichwert (Holz = 4000 kcal/kg)	
0 bis 25 kg/m^2	0 bis 12[1])
25 bis 50 kg/m^2	12 bis 25
50 bis 100 kg/m^2	25 bis 50
100 bis 150 kg/m^2	50 bis 75

[1]) Diese Bewertungszahlen gelten für «brennbare Stoffe». Sie reduzieren sich auf die Hälfte, wenn das brennbare Material überwiegend «schwer entflammbar» ist.

Einzeleinflüsse	Bewertungszahl
4.2 Zuschläge für gefahrerhöhende Nutzung	
a) Zuschläge für explosible oder selbstentzündende Stoffe	5 bis 10
b) Ständige oder zeitweilige Menschenansammlungen	
mehr als 200 Personen/100 m²	10
100 bis 200 Personen/100 m²	8
50 bis 100 Personen/100 m²	6
10 bis 50 Personen/100 m²	4
weniger als 10 Personen/100 m²	0
c) Notausgänge erschwert erreichbar (über 20 m vom ungünstigsten Punkt; Feuerleiter)	1 bis 2
5. Gefährdung der Nachbarschaft	
Gebäudeabstand bis 10 m	3
Gebäudeabstand von 10 bis 25 m	1
Gebäudeabstand über 25 m	0
6. Maßnahmen zur Brandentdeckung, Feuerbekämpfung und Brandbegrenzung	
6.1 Anmarschzeit der Feuerwehr nach Alarm	
bis 10 Minuten	−20
bis 15 Minuten	−15
bis 25 Minuten	−10
mehr als 25 Minuten	− 5
6.2 Erschwerter Zugang für Feuerwehr (Zufahrtsweg unter 3,20 m Breite, großer Abstand von Zufahrtsweg und Hydranten, Lage der betrachteten Räume über 25 m Höhe u. ä.)	5 bis 10
6.3 Selbsttätige Brandmeldeanlage	−10 bis 15
6.4 Sprinkleranlagen	−25 bis 30

Diese Kenngröße gibt einen Maßstab für die Menge des vorhandenen brennbaren Gutes, das entsprechend dem zugeordneten Heizwert in eine äquivalente Holzmenge (Holz = 4000 kcal/kg) umgerechnet wird. Zur Bestimmung der Bewertungszahl in Abhängigkeit von der Feuerbelastung wird ein Diagramm verwendet. Hierdurch können Zwischenwerte eindeutiger als bei Angabe von Grenzwerten ermittelt werden. Da die angegebene Beziehung zwischen Feuerbelastung und Bewertungszahl für «brennbare Stoffe» im Sinne von DIN 4102 gilt, ist eine Reduzierung auf jeweils die Hälfte für den Fall vorgesehen, daß

Tafel 2. Bewertung der Bauteile

Einzeleinflüsse	Bewertungszahl
1. Lage der Bauteile	
1.1 Im Innern	
bei Anhäufung des Brandgutes in unmittelbarer Nähe	4
als Bauteile auf Fluchtwegen (Fluren u. ä.)	3
bei freier Aufstellung oder großem Abstand vom Brandgut	1
unmittelbar hinter vollkommen verglasten Außenwänden	0
1.2 Im Freien	
im Abstand von höchstens 0,5 m von Bauwerksöffnungen (Fenster)	−2
im Abstand von mehr als 0,5 m	−6
2. Größe	
mehr als 10 m Spannweite / mehr als 5 m Höhe	2
3. Schadensstufe	
Versagen ohne Einfluß auf Bestand des Gesamttragwerkes	0
Versagen von Einfluß auf Bestand von Teilen des Gesamttragwerkes	4
Versagen von Einfluß auf Bestand des Gesamttragwerkes	8

das betrachtete Material überwiegend schwer entflammbar ist. Hierin drückt sich auch z. B. aus, daß die Brandentwicklung je nach Lagerungsart der Brandstoffe verschieden ist, obwohl gleiche Feuerbelastung vorliegt; z. B. dicht gestapeltes Papier oder Bücher und dagegen einzelne Zeichnungsrollen oder Wellpappe. Die Zuschläge für gefahrerhöhende Nutzung sind besonders auf die notwendige Sicherung von Menschenleben abgestellt. Das Zusammenspiel zwischen der zu erwartenden Personenzahl und der vorhandenen Möglichkeit, diese durch mehr oder weniger rasch und leicht erreichbare, entsprechend gelegene Notausgänge in Sicherheit zu bringen, könnte vielleicht noch weiter ausgebaut werden. Ganz neu ist der Einzeleinfluß «Gefährdung der Nachbarschaft». Hier ist an die Untersuchungen über die Feuerausbreitung durch Strahlung z. B. in Großbritannien [3] und von VIRTALA [4] gedacht. Die Maßnahmen zur Brandbekämpfung, Entdeckung und Eingrenzung wirken sich günstig aus und ergeben daher negative Bewertungszahlen. Vielleicht könnte man hier noch weitere Einrichtungen und Vorkehrungen berücksichtigen.

Für die Bauteile werden deren Lage, Größe und Auswirkung auf den Bestand des Tragwerkes bei einem Versagen — in Schadensstufen — als Einzeleinflüsse gewertet. Das Einteilungsprinzip ist ohne weiteres erkennbar.

Der letzte und ausschlaggebende Arbeitsgang liefert die Zuordnung der

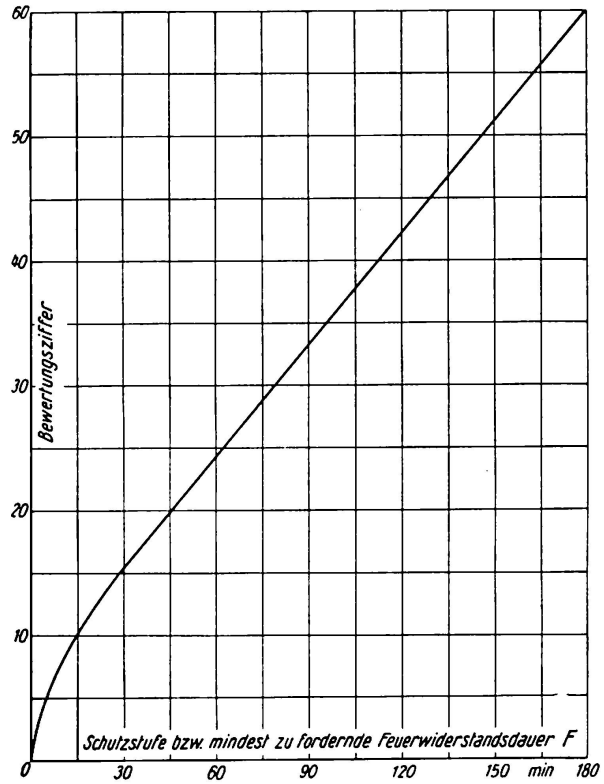


Fig. 2. Relation zwischen Bewertungsziffer und Schutzstufe (gleitende Skala).

ermittelten Bewertungsziffer als Summe der Bewertungszahlen beider Stufen (Gebäude-Bauteil), die auf der vorgenannten Grundlage für die einzelnen Bauteile des gleichen Bauwerkes verschieden groß sein kann, zu der zu fordernden Feuerwiderstandsdauer (= Schutzstufe, im folgenden mit dem Buchstaben F bezeichnet) dieser Tragwerksglieder, wofür ein entsprechendes Diagramm zur Verfügung steht (Fig. 2).

Diese Relation zwischen Bewertungsziffer und Feuerwiderstandsdauer kann auch mit einem anderen Verlauf festgelegt werden, wenn es die vorliegenden Erfahrungen erfordern.

Tafel 3. Relation zwischen Bewertungsziffer und Schutzstufe (Stufeneinteilung)

Bewertungsziffer	Feuerwiderstandsdauer Min.
0—10	0
10—15	15
15—20	30
20—25	45
25—30	60
30—40	90
40—50	120
50	150

Bei Verwendung dieses Bewertungssystems ergeben sich keine einzelnen Stufen mehr, sondern wir erhalten eine gleitende Skala der Anforderungen an die Ausbildung der einzelnen Bauteile. Dementsprechend müssen auch unsere Prüfnormen geändert oder aber die gleitende Skala durch eine möglichst feine Stufung ersetzt werden, wofür etwa die Einteilung nach Tafel 3 geeignet erscheint.

Zur Erläuterung seien einige Beispiele angefügt:

Beispiel 1. Stahlskelettgebäude

A. Büroraum, holzvertäfelt
B. Sitzungssaal

Bewertung des Bauwerkes		A	B
1.1 Gesamthöhe 30 m	Bewertungszahl	6	6
1.2 Geschoßhöhe unter 4 m	Bewertungszahl	3	3
2. Grundfläche unter 200 m²	Bewertungszahl	0	0
3. Dachhaut massiv	Bewertungszahl	0	0
4.1 Feuerbelastung 40 bzw. 20 kg/m²	Bewertungszahl	20	10
4.2 a) entfällt	Bewertungszahl	—	—
b) Personenzahl	Bewertungszahl	0	4
c) Zugang zu Notausgängen (es sind zwei «notwendige» Treppen gut zugänglich vorhanden)	Bewertungszahl	0	0
5. Nachbargebäude über 25 m entfernt	Bewertungszahl	0	0
6.1 Anmarschzeit der Feuerwehr 8 Minuten	Bewertungszahl	−20	−20
6.2 A. im 3. Geschoß, B. im 9. Geschoß	Bewertungszahl	0	5
6.3 Keine selbsttätige Brandmeldeanlage	Bewertungszahl	—	—
6.4 Keine Sprinkleranlage	Bewertungszahl	—	—
		9	8

Bewertung der Bauteile

	Innenstützen		Träger und Riegel, Wände, Decken		Außenstützen 10 cm vor Gebäudehaut	
	A	B	A	B	A	B
1.1	4	1	4	1	—	—
1.2	—	—	—	—	−2	−2
2.	—	—	2	2	—	—
3.	8	4	4	4	8	4
	12	5	10	7	6	2

Zuordnung der Schutzstufe F (= Feuerwiderstandsdauer) zur ermittelten Bewertungsziffer (= Summe der Bewertungszahlen)

A. Büroraum	Innenstützen	9 + 12 = 21, F 49
	Träger, Riegel, Decken, Wände	9 + 10 = 19, F 43
	Außenstützen	9 + 6 = 15, F 29

B. Sitzungssaal	Innenstützen	8 + 5 = 13, F 22
	Träger, Riegel, Decken, Wände	8 + 7 = 15, F 29
	Außenstützen	8 + 2 = 10, F 15

Beispiel 2. Eingeschossige Industriehalle

A. Mechanische Werkstätte
B. Kartonagenfabrik

Bewertung des Bauwerkes	A	B
1.2 Traufhöhe 11 m	3	3
2. Grundfläche 600 m²	4	4
3. Dachhaut hart	2	2
4.1 Feuerbelastung A = 8 kg/m², B = 52 kg/m²	4	27
4.2 a) B leicht entzündlich	—	5
b) A weniger als 10 Personen / 100 m², B etwa 25 Personen / 100 m²	0	4
c) kein erschwerter Zugang	—	—
5. A über 25 m, B Bürohaus anliegend (Brandmauer vorhanden)	—	3
6.1 Werksfeuerwehr bei B	−10	−20
6.2 Kein erschwerter Zugang	—	—
6.3 Keine selbsttätige Brandmeldeanlage	—	—
6.4 Keine Sprinkleranlage	—	—
	3	28

Bewertung der Bauteile

	Innenstützen		Außenstützen (innerhalb der Halle)		Binder, Riegel, Pfetten		Wände, Dachhaut	
	A	B	A	B	A	B	A	B
1.1	1	4	1	4	1	2	1	2
2.	2	2	2	2	2	2	2	2
3.	4	4	4	4	4	4	0	0
	7	10	7	10	7	8	3	4

Zuordnung der Schutzstufe F (= Feuerwiderstandsdauer)

	A	B
Innenstützen	3 + 7 = 10, F 15	28 + 10 = 38, F 107
Außenstützen	3 + 7 = 10, F 15	28 + 10 = 38, F 107
Binder, Riegel, Pfetten	3 + 7 = 10, F 15	28 + 8 = 36, F 99
Wände, Dachhaut	3 + 3 = 6, F 7	28 + 4 = 32, F 86

Bei Ausführung in Stahlkonstruktion kann die mechanische Werkstätte ohne jegliche Ummantelung verbleiben.

Beispiel 3. Flugzeughalle

1.3	Gebäudehöhe 13 m	3
2.	Grundfläche 3000 m²	6
3.	Dachhaut massiv	0
4.1	Feuerbelastung 15 kg/m²	8
4.2	a) Benzin	5
	b) Personenzahl	0
	c) Guter Zugang	0
5.	Keine Nachbarschaft	0
6.1	Betriebsfeuerwehr	−20
6.2	Guter Zugang	0
6.3	Keine selbsttätige Brandmelde-	
6.4	oder Sprinkleranlage	0
		2

Bewertung der Bauteile

	Außenstützen (vor Gebäudehaut)	Innenstützen	Hauptbinder	Nebenbinder, Riegel, Pfetten	Wand
1.1	—	1	1	1	1
1.2	−2	—	—	—	—
2.	2	2	2	0	2
3.	8	8	8	4	0
	8	11	11	5	3

Zuordnung der Schutzstufe F (= Feuerwiderstandsdauer)

Außenstützen	2 + 8 = 10, F 15
Innenstützen	2 + 11 = 13, F 23
Hauptbinder	2 + 11 = 13, F 23
Nebenbinder, Riegel, Pfetten	2 + 5 = 7, F 8
Wand	2 + 3 = 5, F 5

Mit einem solchen Punktsystem wird nicht nur eine gut differenzierende Anpassung des zu fordernden Schutzumfanges an die jeweils tatsächlich vorliegende Brandgefährdung erreicht — was besonders aus wirtschaftlichen Gründen erstrebenswert ist — und ein tragbares «Übersetzungsverhältnis» zwischen Anforderungen an Bauteilen im Brande und im Brandversuch erhalten, sondern es bietet dazu die Möglichkeit, bereits beim Entwurf die Feuersicherheit mit zu berücksichtigen, ein Gesichtspunkt, der im allgemeinen Interesse begrüßt werden muß.

Literatur

1. P. Boué, «Der Feuerschutz im Stahlhochbau, insbesondere von Stahlstützen». Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau. Stahlbau Verlags-GmbH. (1959), H. 21.
2. E. Geilinger und C. F. Kollbrunner, «Feuersicherheit der Stahlkonstruktion». I. Teil. Mitt. der TKVSB Nr. 3, Zürich 1950.
3. R. C. Bewan und C. T. Webster, "Radiation from building fires". Investigations on building fires Part. III (Nat. building studies. Techn. paper 5). London 1950, u. a. O.
4. V. Virtala und U. Toivonen, «Baudichte und Brandsicherheit». VFDB-Zeitschrift 3 (1954), S. 127.

Zusammenfassung

Entsprechend der Entwicklung des Stahlbaues in Richtung auf eine bessere Ausnutzung des Werkstoffes sind in den letzten Jahren in verschiedenen Ländern zahlreiche Versuche durchgeführt worden mit dem Ziel, leichtere und doch hochwirksame Feuerschutzmaßnahmen, insbesondere für Stahlskelettbauten, zu entwickeln. Bei der Übertragung derartiger Versuchsergebnisse in der Praxis — was im allgemeinen durch die bestehenden Bauordnungen erfolgt — muß bedacht werden, daß die Prüfbedingungen die denkbar ungünstigsten Verhältnisse eines natürlichen Brandes darstellen. Die richtige Abstufung der Anforderung auf die Ausbildung ist deshalb von besonderer Bedeutung. Am organischsten erfolgt sie in Form einer punktemäßigen Klassifizierung, wofür hier ein Vorschlag vorgelegt wird, der den besonderen Vorteil besitzt, das Problem der Feuersicherheit von Stahlkonstruktionen zu einem Konstruktionsprinzip und zu einer Gestaltungsfrage zu machen.

Summary

Corresponding to the evolution of steel construction towards better utilisation of the material, a large number of tests have in recent years been carried out in various countries with the object of developing easier and yet effective fire precautions, especially with regard to steel-framed buildings. In applying the results of such tests to conditions in actual practice — which is, in general, effected through the existing building regulations — it must be considered that the test conditions represent the most unfavourable circumstances that are likely to occur in a real fire. The correct gradation of the requirements in relation to the design is therefore of particular significance. This can be most systematically achieved in the form of a classification based on the allocation of points, for which a proposal is here put forward, which has the special merit of making the problem of the fireproofing of steel structures a constructional principle and a feature of the design.

Résumé

Parallèlement à l'évolution de la construction métallique dans le sens d'une meilleure utilisation des matériaux, de nombreux essais ont été effectués au cours de ces dernières années dans divers pays, en vue de mettre au point des dispositions plus aisées et néanmoins plus efficaces pour la protection contre l'incendie, en particulier pour les ossatures métalliques. Pour la mise en pratique de tels résultats expérimentaux, qui est généralement effectuée sur la base des prescriptions existantes, il faut considérer que les conditions des essais correspondent à un cas d'incendie réel extrêmement défavorable. Il est donc particulièrement important de réaliser une classification correcte des exigences à prévoir pour la conception des ouvrages. La disposition la plus judicieuse semble être une classification par points; un projet a été établi à ce sujet, qui offre l'avantage particulier de faire du problème de la protection des ouvrages métalliques contre l'incendie une question conceptionnelle et un principe de construction.

III a 2

Deux problèmes relatifs à l'étude des portiques étagés multiples

Zwei theoretische Untersuchungen an mehrstieligen Stockwerkrahmen

Two Problems Relating to the Design of Framed Tier Buildings

PIERRE DUBAS
Dr sc. techn., Chargé de cours à l'E. P. F., Zurich, Ingénieur aux Ateliers de Constructions Mécaniques de Vevey

Introduction

Dans la présente contribution, nous traiterons deux problèmes, fort différents certes, mais qui concernent tous deux l'étude des ossatures métalliques à étages.

Nous considérerons d'abord l'influence de l'allongement ou du raccourcissement des montants sous l'effet des efforts axiaux. Comme cette influence est souvent négligée en pratique, il nous a semblé intéressant de présenter quelques résultats numériques et de tenter d'en dégager des conclusions générales.

Nous examinerons ensuite un nœud de portique étagé et nous essayerons de déterminer aussi exactement que possible la distribution des contraintes dans l'âme, à l'aide de la théorie de l'élasticité plane. Les conditions au contour seront données à la fois sous forme de contraintes (problème aux tensions) et sous forme de conditions de compatibilité entre les allongements spécifiques des divers éléments en présence (problème aux déformations). Nous chercherons, ici aussi, à généraliser les résultats numériques obtenus.

Influence des déformations dues aux efforts axiaux sur les sollicitations des portiques étagés multiples

Le calcul des cadres étagés multiples ne pose plus de problème de principe. De nombreux procédés ont été proposés, généraux ou spéciaux[1]), mais qui

[1]) On consultera, par exemple, M. Beschkine, Les méthodes américaines de calculs hyperstatiques, Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Circulaire

finalement se rattachent tous, plus ou moins directement, à la méthode dite des déformations. Cette méthode est en effet spécialement indiquée pour les ossatures hautement hyperstatiques, puisque le nombre des déformations inconnues — angles de rotation des nœuds et de translation des étages — est nettement moins élevé que le degré d'indétermination du système.

Que l'on écrive explicitement les équations d'équilibre [2]) ou que l'on utilise un des nombreux procédés de relaxation ou d'itération, la méthode des déformations ne permet cependant pas — sans des complications qui lui feraient perdre la plus grande partie de ses avantages — de tenir compte directement de l'effet de l'allongement ou du raccourcissement des montants et des traverses [3]). Il est par contre aisé de déterminer cette influence dans un calcul complémentaire, à partir des efforts axiaux ressortant du calcul principal. Pour améliorer la précision, on procédera par approximations successives, en considérant chaque fois les efforts axiaux correctifs de l'étape précédente.

Les déformations axiales n'affecteront la répartition des sollicitations que dans les ossatures élancées, pour lesquelles les efforts axiaux des traverses sont pratiquement négligeables par rapport à ceux des montants. Les déformations d'un étage quelconque sont donc celles données à la fig. 1, les angles ζ étant

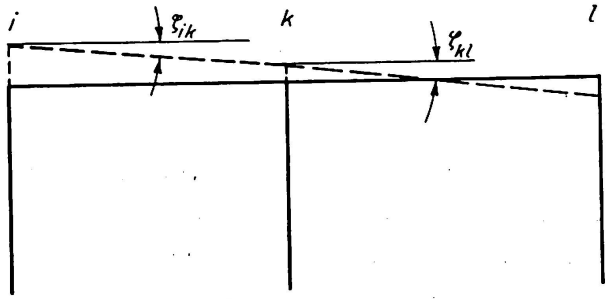


Fig. 1. Rotations ζ sous l'influence des déformations.

déterminés géométriquement à partir de l'allongement (ou du raccourcissement) cumulé des montants jusqu'à l'étage considéré, et de la longueur des traverses.

Les rotations ζ connues peuvent être introduites dans les équations expri-

---

Série I, No 33, Paris, 1947, ou G. Worch, Rahmenberechnung so oder so, Abhandlungen aus dem Stahlbau, Heft 12, Stahlbau-Tagung München 1952, W. Dorn, Bremen-Horn, 1952.

[2]) Comme ces équations sont bien connues, nous renonçons à les reproduire ici. On consultera, par exemple, F. Stüssi, Baustatik II, Birkhäuser, Basel/Stuttgart, 1954.

[3]) Il pourrait donc sembler étrange que la méthode des déformations, à l'origine, ait été appliquée au problème des contraintes secondaires des treillis (O. Mohr, 1892), puisque les flexions des barres des treillis sont provoquées justement par les déformations axiales. Il ne faut cependant pas oublier que les efforts axiaux des treillis dépendent peu des flexions secondaires et qu'on peut ainsi les introduire directement dans le calcul.

mant l'équilibre des moments agissant dans un nœud. Au nœud k, par exemple, on obtient [4]):

$$\begin{matrix} & 2\lambda_{hk}\bar{\varphi}_h & \\ 2\lambda_{ik}\bar{\varphi}_i + 4(\lambda_{ik}+\lambda_{hk}+\lambda_{km}+\lambda_{kl})\bar{\varphi}_k + 2\lambda_{kl}\bar{\varphi}_l & & -6\lambda_{hk}\bar{\psi}_{hk} \\ & 2\lambda_{km}\bar{\varphi}_m & -6\lambda_{km}\bar{\psi}_{km} \end{matrix} \qquad (1)$$

$$= 6\lambda_{ik}\bar{\zeta}_{ik} + 6\lambda_{kl}\bar{\zeta}_{kl}.$$

Les équations exprimant l'équilibre des efforts transversaux ne comportent par contre pas de termes connus, ceci naturellement dans le calcul complémentaire seulement. Les angles inconnus $\bar{\varphi}$ et $\bar{\psi}$ sont aisés à déterminer, puisque le système d'équations linéaires a déjà été résolu pour le calcul principal et que seuls les termes connus subissent un changement [5]).

Nous allons examiner maintenant les résultats numériques obtenus lors du calcul de deux portiques étagés. Il s'agit des cadres de contreventement principaux d'un bâtiment comportant actuellement six étages seulement, mais prévu pour recevoir plus de vingt étages supplémentaires [6]).

Le premier des cadres étudié est sollicité par des charges horizontales, provenant du vent soufflant sur les façades de la surélévation future. Au dernier étage de la construction actuelle agissent donc un effort résultant horizontal et un moment d'excentricité, remplacé par un couple d'efforts verticaux, égaux et opposés, dans l'axe des montants extérieurs.

Pour résoudre le problème, on a tout d'abord établi [7]) les 28 équations linéaires liant les 21 rotations $\bar{\varphi}$ des nœuds et les 7 déplacements $\bar{\psi}$ des étages. Le système a été résolu à l'aide de l'algorithme de GAUSS, ce qui, avec une machine à calculer ordinaire, se fait en quelques heures si l'on écrit les inconnues dans un ordre judicieux [8]). Il est ensuite aisé de déterminer les moments aux nœuds, permettant de tracer le diagramme représenté en traits discontinus à la fig. 2. Les efforts axiaux N dans les montants, ou plutôt les contraintes axiales correspondantes N/F sont également indiquées. Ces contraintes définissent à leur tour les allongements des montants, c'est-à-dire les angles ζ (fig. 1)

---

[4]) Le nœud k est entouré, à droite et à gauche, des nœuds l et i, en haut et en bas, des nœuds h et m. On a posé $\bar{\varphi} = EJ_c\,\varphi$, $\bar{\psi} = EJ_c\,\psi$, où J_c représente un moment d'inertie de comparaison. Enfin on a $\lambda = \dfrac{J}{lJ_c}$.

[5]) Dans les procédés de relaxation, il faudra naturellement recommencer l'itération dès le début.

[6]) Une description de ce bâtiment est donnée dans l'article suivant: CH. DUBAS, Extension du Palais des Nations à Genève, L'Ossature Métallique, 1951, p. 531.

[7]) Les longueurs des divers éléments ressortent de la figure 2. Quant aux sections, ce sont les suivantes: montants extérieurs et intermédiaires, 2 DIN 50 sur les quatre premiers étages et 2 DIE 50 sur les trois derniers; montants intérieurs, DIN 75 puis DIE 75; traverses, du bas vers le haut, DIE 45, DIE 50, DIE 50, DIE 50, DIE 45, DIE 45, DIE 45.

[8]) Voir notamment F. STÜSSI, op. cit. à la note 2, p. 262.

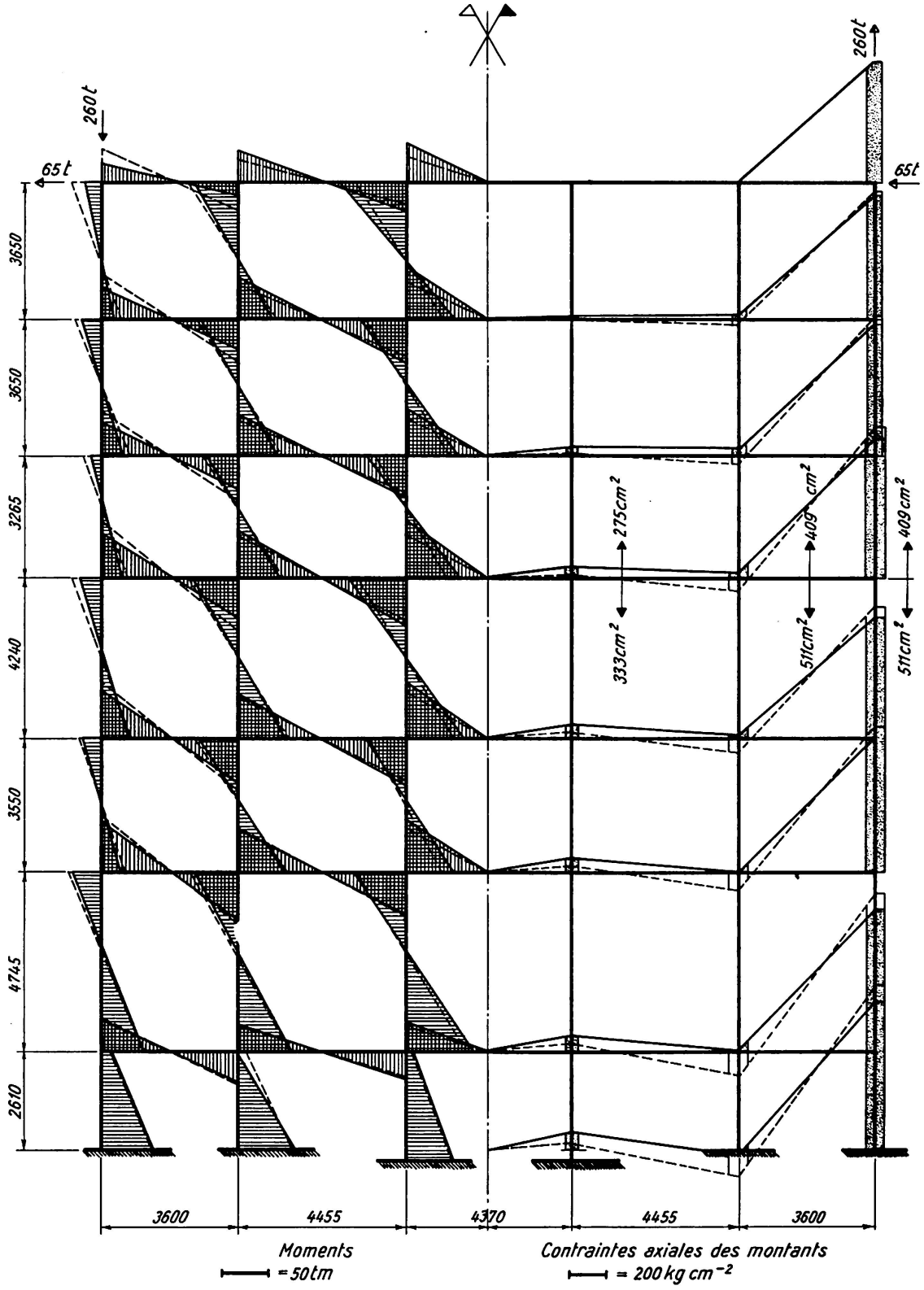


Fig. 2. Portique soumis à des charges horizontales.

– – – Sollicitations calculées sans l'influence des efforts axiaux.
—— Sollicitations calculées avec l'influence des efforts axiaux.

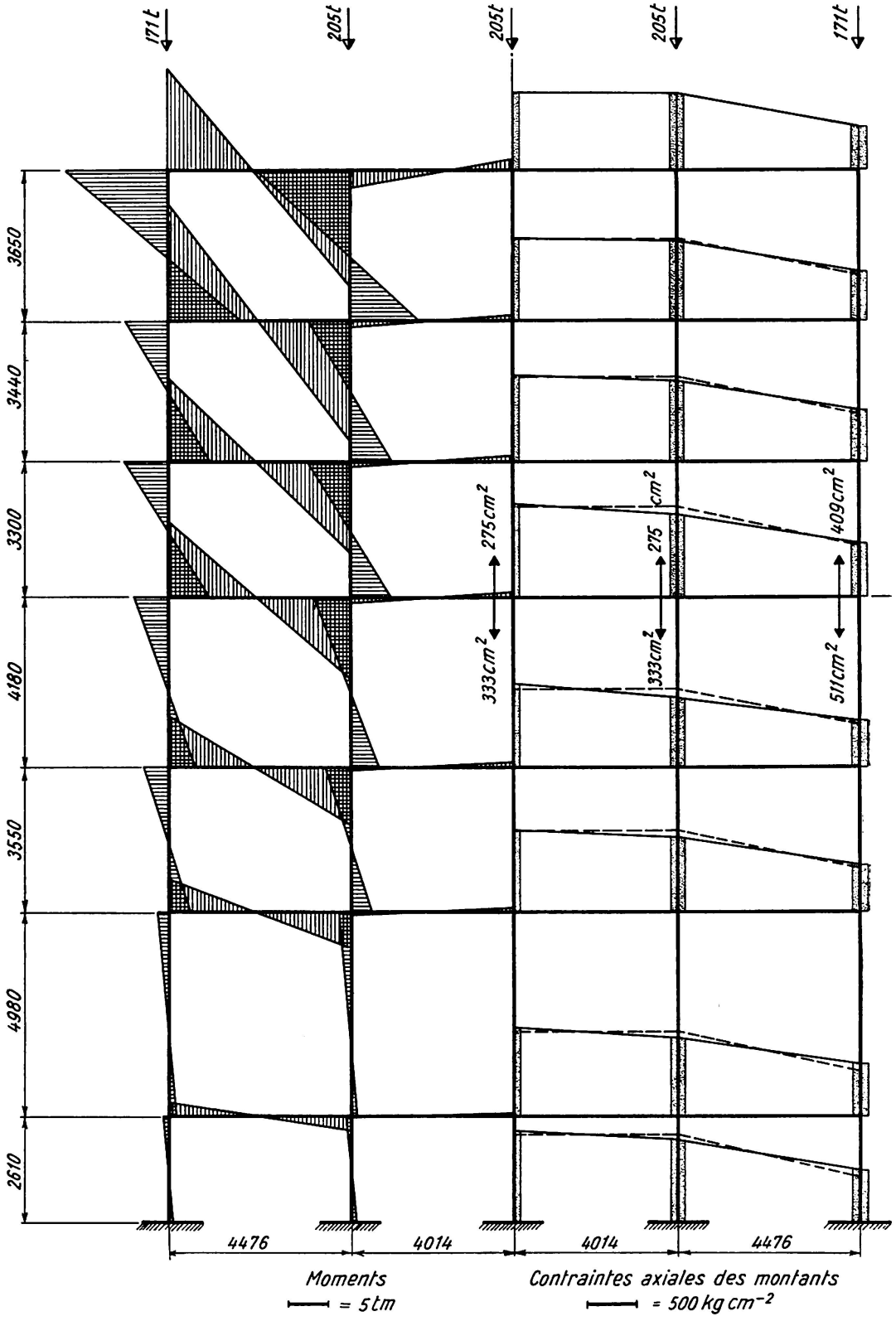


Fig. 3. Portique soumis à des charges verticales agissant dans l'axe des montants.

– – – Sollicitations calculées sans l'influence des efforts axiaux.
—— Sollicitations calculées avec l'influence des efforts axiaux.

et par là, les termes connus du système pour le calcul complémentaire. Par superposition, on obtient finalement les moments définitifs et les contraintes axiales correspondantes (fig. 2, en traits pleins).

Sous l'influence des déformations axiales, les moments diminuent donc dans les éléments extérieurs et s'accroissent dans les éléments intérieurs du portique. Cet effet est le plus marqué dans la partie supérieure de l'ossature. Quant aux contraintes axiales, elles tendent, pour une section horizontale à travers l'ensemble du cadre, à moins s'éloigner d'une répartition linéaire[9]); la différence reste cependant importante. Ceci s'explique facilement si l'on assimile l'ensemble du portique à une poutre en console fléchie, très déformable sous l'action des efforts tranchants transversaux, puisque ceux-ci, comme dans un *Vierendeel*, ne peuvent être repris que par flexion des montants et traverses. Dans une poutre pleine, d'élancement normal, la répartition linéaire conforme à la loi de BERNOULLI-NAVIER est pratiquement réalisée, car l'influence des efforts tranchants est négligeable. Dans un portique, au contraire, les déformations axiales des montants ne prévaudront sur celles provoquées par les flexions dues aux efforts transversaux que si l'élancement est très grand.

La fig. 3 représente un portique soumis à des charges verticales axiales. Le calcul ordinaire ne donne ici aucun moment. En tenant compte des raccourcissements, on obtient par contre des flexions importantes, de l'ordre du quart de celles causées par le vent. Ici encore, les contraintes axiales tendent à se répartir linéairement.

Bien que les fig. 2 et 3 correspondent à des cas particuliers, elles permettent cependant d'émettre les considérations générales suivantes:

Les déformations axiales des montants affectent sensiblement les sollicitations des portiques multiples. L'influence est d'autant plus marquée que le portique est plus élancé. De plus, dans une section horizontale de l'ensemble du cadre, la répartition des contraintes axiales des montants s'écarte moins de la loi linéaire admise dans la flexion des poutres.

Calcul d'un nœud de portique à l'aide de la théorie de l'élasticité plane

Données générales

Dans les portiques étagés multiples, les nœuds à l'intersection des traverses et des montants posent des problèmes à la fois constructifs et théoriques. Nous ne retiendrons ici que l'aspect théorique, en étudiant le nœud schématisé de la fig. 4.

Les moments M des quatre barres concourant au nœud sont admis égaux et opposés deux à deux. Cette condition est pratiquement réalisée pour les

[9]) Les contraintes axiales sont bien entendu, par définition, réparties uniformément sur la section des montants; nous parlons ici de la répartition sur l'ensemble du portique.

nœuds intérieurs des portiques sollicités par des charges horizontales (fig. 2). Nous supposons par ailleurs que les barres sont soumises à de la flexion pure, sans efforts tranchants [10]) ni efforts normaux.

Les dimensions principales admises pour le calcul ressortent de la fig. 4. On remarquera que les âmes, à l'extérieur, sont renforcées, sur une longueur égale à la moitié de la hauteur de l'âme, à la même épaisseur t que l'âme du nœud. La section de chaque aile vaut $0{,}75\,a\,t$ et l'effort correspondant environ $0{,}75\,a\,t\,\sigma$ [11]).

Nous pouvons étudier séparément la transmission des efforts des âmes (cas I de la fig. 4) et celle des efforts des ailes (cas II de la fig. 4).

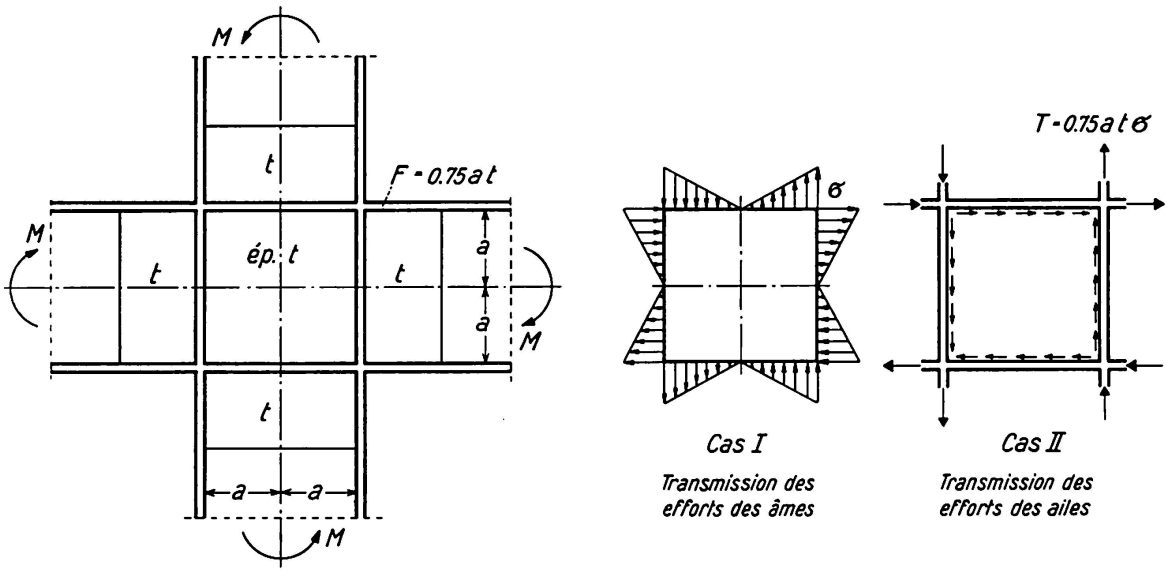


Fig. 4. Problème étudié. Séparation des sollicitations.

Cas I. Transmission des efforts des âmes

Nous admettons que la répartition des contraintes de flexion des âmes obéit, même au droit du nœud, à la loi linéaire de NAVIER. En toute rigueur, cette répartition devrait être calculée à partir des conditions de connexion, exprimant que les déformations des diverses âmes, perpendiculairement à leur contour, doivent être compatibles [12]).

---

[10]) Nous montrerons en fin de cette étude comment tenir compte de ces efforts.

[11]) Cet effort devant se transmettre à l'âme du nœud sur une longueur égale à a, la contrainte moyenne de cisaillement s'élèvera à $0{,}75\,\sigma$. Cette valeur est relativement élevée, mais il faut remarquer que la contrainte de flexion σ est sensiblement inférieure à σ_{adm}; en effet, la section est renforcée près du nœud. D'autre part on aura généralement, en plus de la flexion, des efforts axiaux, ce qui limite la contrainte σ, surtout dans les montants.

[12]) Comme le montrera le résultat final, la solution que nous allons développer satisfait pratiquement aux conditions de compatibilité.

Puisque les contraintes sur les bords de l'âme du nœud sont données (ou plutôt admises), il suffit d'en étudier la répartition à l'intérieur: on a un problème aux tensions de l'élasticité plane.

En introduisant la fonction de tension d'AIRY F, on peut exprimer les contraintes par les relations suivantes:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, \tag{2}$$

$$\sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, \tag{3}$$

$$\tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}. \tag{4}$$

Le problème est alors régi par l'équation aux dérivées partielles bien connue [13]):

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0. \tag{5}$$

La disposition des tensions au contour impose, de toute évidence, des contraintes σ_x et σ_y nulles le long des axes x et y. Il suffit dès lors de considérer le premier quadrant du carré (fig. 5).

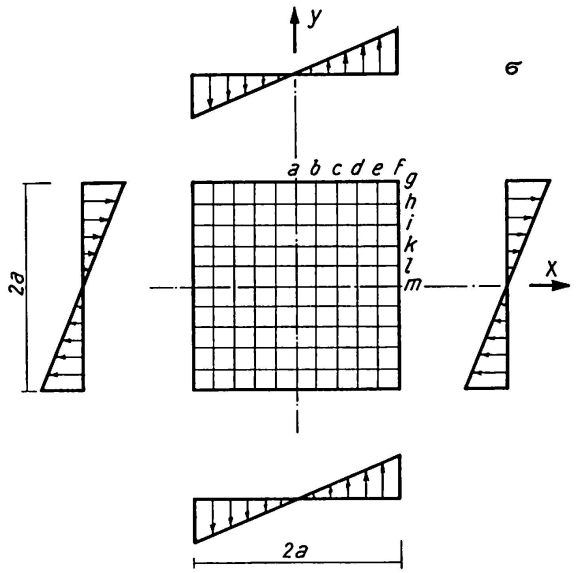


Fig. 5. Cas I. Système et réseau pour le calcul numérique.

Les conditions au contour sont les suivantes:

pour $x = a$: $\quad \sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} = \sigma \frac{y}{a}$,

pour $y = a$: $\quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} = \sigma \frac{x}{a}$,

[13]) Voir notamment S. TIMOSHENKO, Théorie de l'Elasticité, Béranger, Paris et Liége, 1936, p. 27, ou K. GIRKMANN, Flächentragwerke, Springer, Wien, 1946, p. 21.

pour $x = a$ et $y = a$: $$\tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \, \partial y} = 0$$

où σ désigne la contrainte maximum, au coin.

Pour remplir ces conditions on peut choisir

pour $x = a$: $$F = \sigma\left(\frac{y^3}{6a} - \frac{ay}{2}\right); \qquad \frac{\partial F}{\partial x} = 0, \tag{6}$$

pour $y = a$: $$F = \sigma\left(\frac{x^3}{6a} - \frac{ax}{2}\right); \qquad \frac{\partial F}{\partial y} = 0. \tag{7}$$

Pour trouver une solution de l'équation (5), nous avons eu recours à un procédé numérique, dérivé de la méthode du polygone funiculaire du professeur F. STÜSSI[14]). Il n'existe en effet à notre connaissance aucune fonction mathématique simple qui satisfasse à la fois à l'équation (5) et aux conditions au contour (6) et (7).

Le réseau choisi pour le calcul numérique est indiqué à la fig. 5. Des schémas appropriés[15]) permettent d'établir un système d'équations linéaires, dont les inconnues sont les ordonnées de la fonction d'AIRY F aux divers points intérieurs du réseau. En écrivant le système, on tient compte des conditions

Cas I. Equations linéaires pour les ordonnées intérieures F.

$F_{b,l}$	$F_{b,k}$	$F_{b,i}$	$F_{c,k}$	$F_{c,i}$	$F_{d,i}$	$F_{b,h}$	$F_{c,h}$	$F_{d,h}$	$F_{e,h}$	Termes connus
1732	-1216	136	-32	64	4	—	—	—	—	—
-1216	3536	-1152	-1152	80	64	136	64	8	—	—
136	-1152	3608	-64	-1088	144	-1216	-64	64	—	-27,648
-32	-1152	-64	1872	-1152	-32	64	144	64	4	—
64	80	-1088	-1152	3680	-1152	-56	-1088	80	64	-52,992
4	64	144	-32	-1152	1872	64	-64	-1152	-32	-72,394667
—	136	-1185	64	-124	51	3768	-768	120	—	157,248
—	64	-132	144	-1070	-132	-768	3896	-717	120	301,824
—	8	51	64	12	-1134	120	-704	3756	-768	368,317333
—	—	—	4	51	-90	—	120	-765	1908	386,349333

[14]) F. STÜSSI, Entwurf und Berechnung von Stahlbauten, Erster Band, Grundlagen des Stahlbaues, Springer, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1958, p. 220; F. STÜSSI, Ausgewählte Kapitel aus der Theorie des Brückenbaues, Schleicher, Taschenbuch für Bauingenieure, Springer, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1955, p. 962. On consultera également PIERRE DUBAS, Calcul numérique des plaques et des parois minces, Publication n° 27 de l'Institut de statique appliquée à l'E.P.F., Leemann, Zurich, 1955, où l'application du procédé aux problèmes de l'élasticité plane est expliquée en détail, avec de nombreux exemples.

[15]) Voir les ouvrages cités à la note 14.

de symétrie de la fonction d'AIRY par rapport à la diagonale et de symétrie inversée par rapport aux axes x et y, ce qui réduit le nombre des ordonnées inconnues à dix. Nous reproduisons ci-dessus le système des équations linéaires.

La résolution du système à l'aide de l'algorithme de GAUSS est simple. Les ordonnées F des points intérieurs, ordonnées satisfaisant aux équations, ainsi que celles imposées sur les bords d'après les relations (6) et (7), sont reproduites dans le tableau I et représentées graphiquement à la fig. 6.

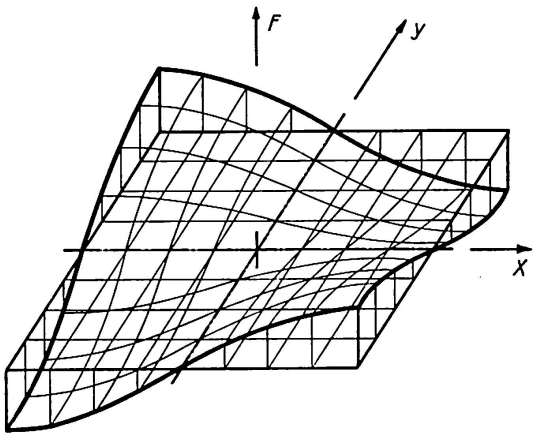


Fig. 6. Cas I. Fonction d'AIRY F.

Tableau I
Cas I (transmission des efforts des âmes), fonction d'AIRY F

	a	b	c	d	e	f
g	0	−98,66667	−189,33333	−264	−314,66667	−333,33333
h	0	−92,44108	−177,52579	−247,93439	−296,31507	−314,66667
i	0	−76,67930	−147,50252	−206,62041	−247,93439	−264
k	0	−54,51161	−105,02726	−147,50252	−177,52579	−189,33333
l	0	−28,26326	−54,51161	− 76,67930	− 92,44108	− 98,66667
m	0	0	0	0	0	0

$\cdot 10^{-3}\,\sigma\,a^2$

A partir des valeurs de la fonction F, on peut remonter sans difficultés aux contraintes $\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}$, $\sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}$ (symétriques des contraintes σ_x par rapport à la diagonale) et $\tau_{xy} = -\frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}$. On obtient ainsi[16]) les tableaux II et III et les fig. 7 et 8.

---

[16]) On utilise, pour ce faire, un tableau semblable à ceux donnés dans l'ouvrage de l'auteur, cité à la note 14, p. 57.

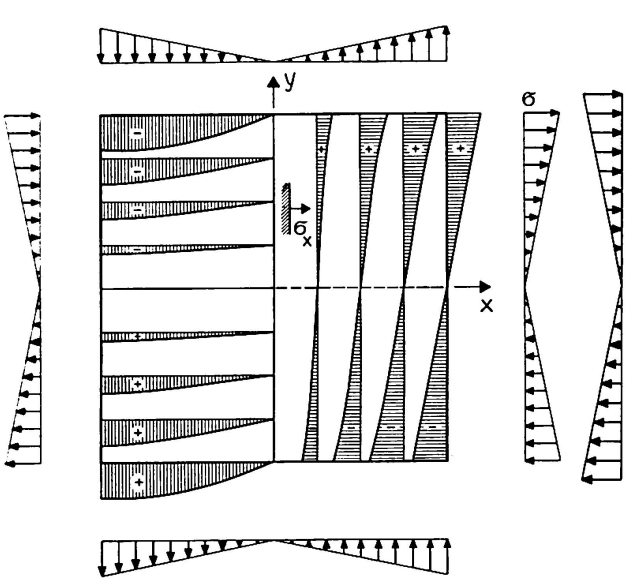


Fig. 7. Cas I. Contraintes σ_x.

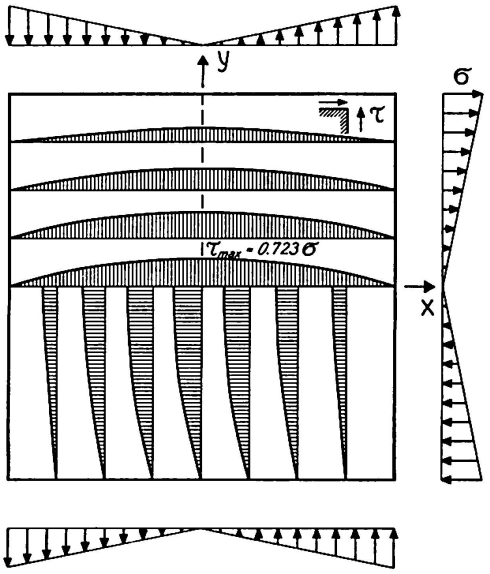


Fig. 8. Cas I. Contraintes de cisaillement τ_{xy}.

Tableau II

Cas I (transmission des efforts des âmes), contraintes σ_x

	a	*b*	*c*	*d*	*e*	*f*
g	0	0,3551	0,6718	0,9067	1,0133	1
h	0	0,2347	0,4484	0,6225	0,7446	0,8
i	0	0,1586	0,3087	0,4426	0,5497	0,6
k	0	0,1015	0,2004	0,2922	0,3669	0,4
l	0	0,0503	0,0998	0,1465	0,1840	0,2
m	0	0	0	0	0	0

$\cdot\sigma$

Tableau III

Cas I (transmission des efforts des âmes), contraintes τ_{xy}

	a	*b*	*c*	*d*	*e*	*f*
g	0	0	0	0	0	0
h	0,296	0,282	0,237	0,163	0,067	0
i	0,492	0,471	0,406	0,300	0,163	0
k	0,622	0,598	0,525	0,406	0,237	0
l	0,698	0,673	0,598	0,471	0,282	0
m	0,723	0,698	0,622	0,492	0,296	0

$\cdot\sigma$

Cas II. Transmission des efforts des ailes

La répartition des contraintes de cisaillement qui agissent entre les âmes et les ailes ne peut être déterminée par de simples considérations d'équilibre.

Pour résoudre ce problème hyperstatique[17]) il faut tenir compte de la connexion des divers éléments, d'où découlent les conditions de compatibilité des déformations. Pour le bord $x=a$, par exemple, la répartition des cisaillements entre l'aile et les deux âmes devra être telle que les allongements spécifiques $\epsilon_y=\frac{1}{E}(\sigma_y-\nu\sigma_x)$ des trois éléments soient égaux en chaque point du contour (voir la fig. 9, établie d'après les résultats du calcul)[18]).

Avec notre procédé de calcul numérique, nous ne pouvons naturellement observer les conditions de compatibilité que pour certains points des bords, correspondant aux mailles du réseau choisi. Comme inconnues hyperstatiques nous adoptons, non pas les cisaillements proprement dits $\tau_{xy}=-\frac{\partial^2 F}{\partial x\,\partial y}$, mais leurs intégrales (le long du bord $x=a$) $-\int_0^y \tau_{xy}\,dy=\frac{\partial F}{\partial x}$, c'est-à-dire les tangentes de la fonction d'Airy[19]). Comme notre réseau comprend six points sur la longueur a, il y a en principe douze inconnues. Cependant, par raison de symétrie inversée, les deux intégrales des cisaillements s'annulent au milieu des âmes. De plus, l'intégrale des cisaillements entre l'âme extérieure et l'aile doit être nulle[20]) au coin $x=y=a$, tandis que l'intégrale des cisaillements entre l'aile et l'âme intérieure doit valoir l'effort total $0{,}75\,a\,t\,\sigma$ agissant dans l'aile avant le nœud. Il reste donc huit grandeurs hyperstatiques seulement.

Pour établir le système d'équations qui permettra de déterminer ces huit inconnues, on procède comme dans un calcul hyperstatique classique: on calcule, pour chaque élément, les allongements ϵ_y provoqués par les contraintes données d'une part[21]) et par les inconnues unitaires d'autre part. Nous ne donnerons pas le détail des calculs, mais nous remarquerons seulement que l'on emploie pour l'âme intérieure le même système d'équations que pour le cas I, avec bien entendu d'autres termes connus. On obtient ainsi les contraintes σ_x et σ_y sur les bords, qui permettront à leur tour de déterminer les allongements

---

[17]) Pour des indications générales sur les problèmes de connexion, on consultera P. Lardy, Les méthodes de calcul actuelles au service de l'ingénieur civil, Bulletin du Centre d'Etudes, de Recherches et d'Essais scientifiques des Constructions du Génie civil et d'Hydraulique fluviale, Tome VI, 1953, p. 287.

[18]) Les quelques articles que nous connaissons, et qui traitent le problème semblable du coin de cadre, partent tous d'une répartition arbitraire des cisaillements le long du contour. On consultera notamment G. Grüning, Spannungsverteilung in stählernen Rahmenecken, Der Bauingenieur, 1937, p. 158; H. Maul, Amerikanische Versuche mit einem genieteten stählernen Halbrahmen mit rechteckiger Ecke, Der Stahlbau, 1940, p. 28; D. T. Wright, The Design of Knee Joints for Rigid Steel Frames, British Welding Journal, 1957, p. 265. La plupart des solutions indiquées dans ces articles, par exemple celle de Osgood, ne satisfont d'ailleurs pas à l'équation aux dérivées partielles (5).

[19]) Les conditions au contour sont ainsi plus faciles à établir.

[20]) D'après nos hypothèses de départ, aucun effort tranchant n'agit sur les barres.

[21]) Les contraintes données comprennent, d'une part les contraintes de flexion du cas I (fig. 9, σ_x) et d'autre part l'intégrale connue $0{,}75\,a\,t\,\sigma$ des cisaillements au coin $x=y=a$.

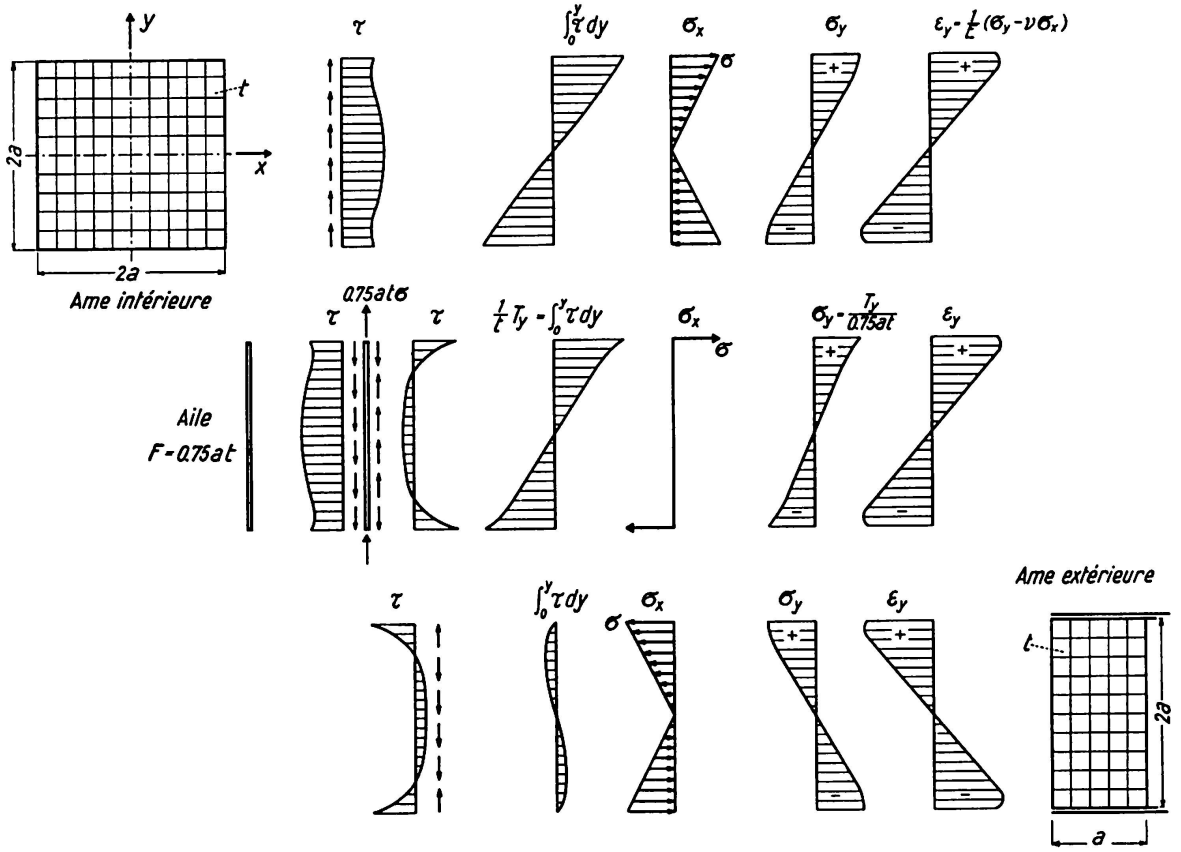


Fig. 9. Cas II. Contraintes et allongements au contour.

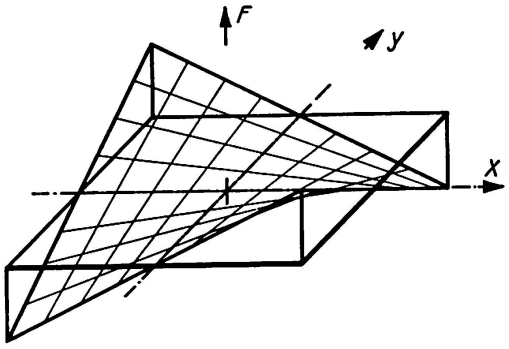


Fig. 10. Cas II. Fonction d'AIRY F.

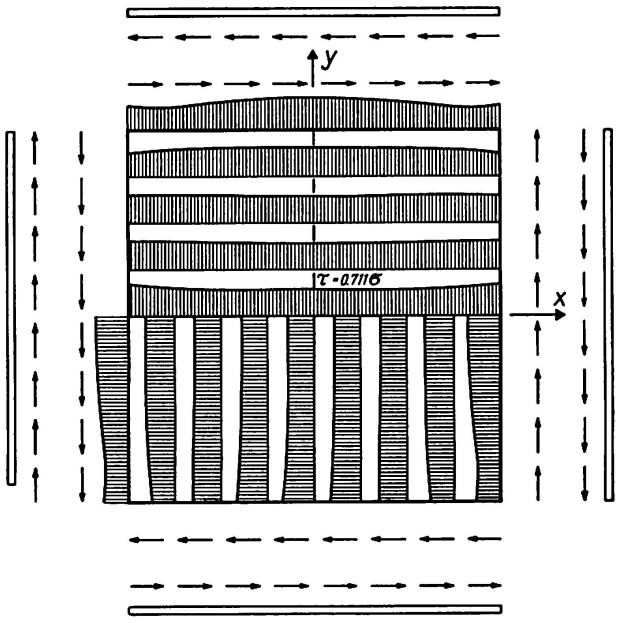


Fig. 11. Cas II. Contraintes de cisaillement τ_{xy}.

ϵ_y. Pour l'âme extérieure, on utilisera un procédé semblable, avec le réseau indiqué à la fig. 9. Quant à l'aile, les allongements sont immédiats, puisqu'il s'agit d'une barre soumise à la traction simple [22]).

Une fois déterminées les huit intégrales des cisaillements, on remonte à la fonction d'AIRY du cas II (fig. 10) et aux contraintes correspondantes. La répartition des cisaillements, sauf au bord, est presque uniforme (fig. 11).

Contraintes totales (fig. 12 et 13)

La répartition des contraintes σ_x le long des sections perpendiculaires à l'axe des x n'est pas loin d'être linéaire. Les sections resteront donc pratiquement planes et l'hypothèse, faite dans le cas I, d'une répartition linéaire des contraintes σ_x sur le bord de l'âme est ainsi justifiée.

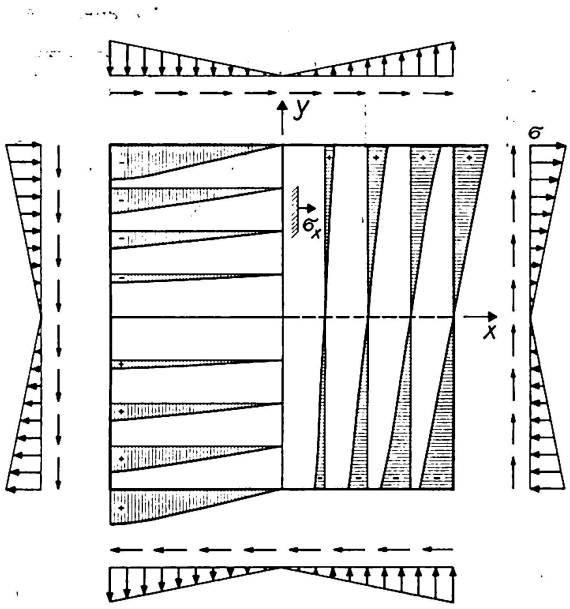


Fig. 12. Contraintes σ_x totales.

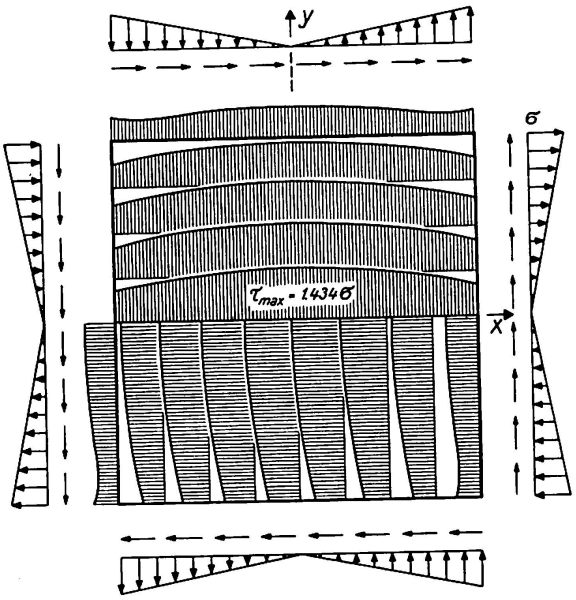


Fig. 13. Contraintes de cisaillement τ_{xy} totales.

Nous ne donnons pas le diagramme des contraintes de comparaison σ_g, établies d'après la théorie du travail de déformation (HUBER-MISES-HENCKY). La répartition de σ_g est en effet voisine de celle du cisaillement τ_{xy}, avec $\sigma_{g\,max} = 2{,}48\,\sigma$ au centre. Le cisaillement maximum est donc déterminant.

---

[22]) Nous admettons que l'aile est large par rapport à l'épaisseur t; ainsi l'allongement ne dépend pratiquement que de l'effort T_y de l'aile, et non de la contrainte perpendiculaire σ_x, puisque celle-ci ne s'applique que sur une faible largeur. Il n'en est cependant plus de même au coin, où la contrainte σ_x agit sur toute l'aile, ce qui explique la diminution brusque de ϵ_y dans cette région (fig. 9).

Comparaison avec les formules de la résistance des matériaux

Pour déterminer la contrainte de cisaillement maximum par les formules de la résistance des matériaux, on partirait des efforts de cisaillement T suivants:

$$\text{Cas I} \qquad T_{âme} = M \frac{S_{âme}}{J}.$$

$$\text{Cas II} \qquad T_{aile} = M \frac{S_{aile}}{J}.$$

$S_{âme}$: moment statique de l'âme renforcée par rapport à l'axe neutre.
S_{aile}: moment statique de l'aile par rapport à l'axe neutre.
J: moment d'inertie total du profil renforcé.

Pour le cas I, le cisaillement provient de contraintes de flexion. Comme la section de l'âme est rectangulaire, la résistance des matériaux indique une répartition parabolique des cisaillements. Pour le cas II, le cisaillement est primordial et on peut admettre une répartition uniforme. Ce point de vue est confirmé par les fig. 8 et 11. On peut donc écrire:

$$\tau_{max} = \frac{M}{a\,t\,J}(S_{aile} + 1{,}5\,S_{âme}). \tag{8}$$

Dans notre exemple numérique il vient, avec $T_{âme} = 0{,}5\,a\,t\,\sigma$ et $T_{aile} = 0{,}75\,a\,t\,\sigma$,

$$T_{max} = 0{,}75\,\sigma + 1{,}5 \cdot 0{,}5\,\sigma = 1{,}5\,\sigma$$

au lieu de $\tau_{max} = 1{,}434\,\sigma$ (fig. 13). La différence est donc petite.

Si, en plus, on a des efforts tranchants Q, égaux dans chaque barre, il suffira de tenir compte des contraintes de cisaillement supplémentaires, réparties uniformément, mais de sens opposé à celles déterminées auparavant (fig. 4).

Les nœuds ont souvent une forme moins simple que celle admise ici et les efforts appliqués sont plus complexes. On peut toutefois penser que la résistance des matériaux fournira une approximation suffisante pour ces cas également, à moins qu'ils ne s'éloignent par trop du problème que nous venons d'étudier.

Résumé

L'auteur montre d'abord que les déformations des montants, sous l'effet des efforts axiaux, affectent notablement les sollicitations des portiques élancés. Il étudie ensuite, à l'aide de la théorie de l'élasticité plane, la distribution des contraintes à l'intérieur d'un nœud de portique. Pour ce faire, il utilise une méthode de statique appliquée. La contrainte de cisaillement maximum donnée par le calcul est comparée à celle obtenue à l'aide des formules élémentaires de la résistance des matériaux; la concordance est satisfaisante.

Zusammenfassung

Es wird zuerst gezeigt, daß bei schlanken Stockwerkrahmen die Längenänderungen der Stützen infolge der Normalkräfte einen bedeutenden Einfluß auf die Beanspruchungen haben können. Anschließend wird mit Hilfe der Scheibentheorie der Spannungszustand im Knoten eines Stockwerkrahmens untersucht. Dabei wird eine baustatische Methode angewendet. Die so berechnete maximale Schubspannung wird mit dem nach den einfachen Formeln der Biegelehre bestimmten Wert verglichen; die Übereinstimmung ist befriedigend.

Summary

In the first part this paper shows that for tall buildings the change in length of columns due to the axial forces has an appreciable effect on the stresses. The second part deals with the stress distribution in the joint of a framed construction, by means of the two-dimensional theory of elasticity. To do this, the "applied statics" method is used. The maximum shear stress obtained by this calculation compares satisfactorily with that given by elementary formulas of the strength of materials theory.

III a 3

Ausbildung der Stahlkonstruktionen in Bezug auf die Feuersicherheit

Design of Steel Structures in Respect of Fire Resistance

Conception des ouvrages métalliques pour la sécurité contre l'incendie

CURT F. KOLLBRUNNER
Dr. Ing., Direktor der AG. Conrad Zschokke, Zürich

I. Einleitung

Für die Beurteilung einzelner Bauwerke oder Gebäudeteile ist die *Feuerbelastung* ausschlaggebend. Die Feuerbelastung bedeutet dabei den Heizwert aller im Bauwerk oder einem bestimmten Gebäudeteil vorhandenen brennbaren Materialien (berechnet auf eine entsprechende Holzmenge), bezogen auf die Einheit der vorhandenen Bodenfläche (kg Holz/m² Bodenfläche). Da die Untersuchungen des schweizerischen Brandverhütungsdienstes ergaben, daß die Feuerbelastung in Bureaugebäuden moderner Bauart zwischen 8 und max. 25 kg/m² schwankt (Archive selbstverständlich ausgenommen), genügt es stets, eine Feuerbelastung von max. 25 kg/m² anzunehmen. Denn wie eine statische Überdimensionierung der Stahlkonstruktion auf größere als die vorgesehenen Lasten nicht in Frage kommt, müssen auch übertriebene Feuerschutzmaßnahmen abgelehnt werden.

Die durch den Schweizer Stahlbauverband durchgeführten Großbrandversuche in Döttingen und Winterthur zeigen, daß der Stahl dem Feuer einen größeren Widerstand entgegensetzt als allgemein angenommen wurde.

II. Brandversuche mit belasteten Stahlrahmen

Das Brandhaus in Döttingen, Schweiz, besteht aus vier unverputzten Mauern (Großformat-Backsteine $25 \times 18 \times 14$ cm, Mörtelfugen 1—2 cm). Freie Grundfläche von $8{,}70 \times 6{,}60$ m, lichte Höhe von 3,75 m. Eingänge auf der N- und S-Seite, 1×2 m. Zwischen der Maueroberkante und der 20 cm dicken

Eisenbetondecke ist ein Spalt von 6—7 cm. Im Brandhaus befinden sich zwei geschweißte Rahmen aus DIN-Profilen mit je zwei Vertikalstützen und je einem Riegel[1]). (Leichter Rahmen: Stützen DIN 30, Riegel DIN 34. Schwerer Rahmen: Stützen DIN 55, Riegel DIN 60.)

Die durch die Belastung hervorgerufenen Maximalspannungen in Riegelmitte betrugen für den leichten Rahmen 941, resp. 967 kg/cm² und für den schweren Rahmen 794, resp. 832 kg/cm².

Bei den Brandversuchen I und II mit einer Feuerbelastung von 28 kg/m², resp. 25 kg/m² war der leichte Rahmen vollkommen ungeschützt, währenddem der schwere Rahmen mit Beton ausgefüllt war, so daß die Flanschen frei blieben. Das aus Holz (mit zusätzlicher Holzwolle und Öl) bestehende Brennmaterial war auf zwei Streifen unter den Rahmen verteilt. Die Temperaturen wurden durch die EMPA gemessen.

Währenddem beim Brandversuch I das Holz bereits nach 15 Sekunden in

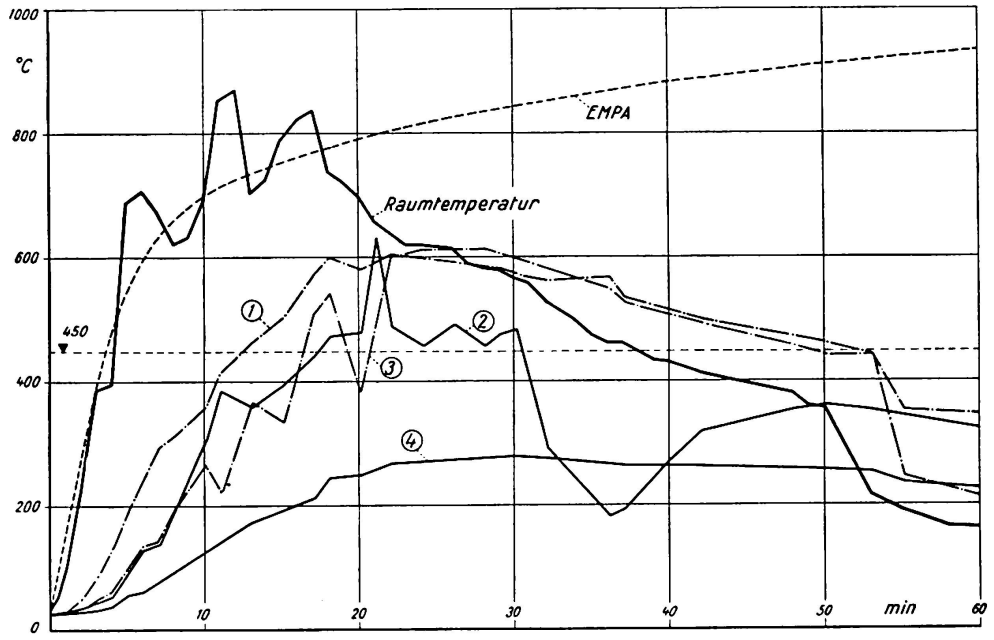


Fig. 1. Brandversuch II

Raumtemperatur = Temperatur-Verlauf im Feuerraum in Raummitte, ca. 65 cm unter der Eisenbetondecke.

1: leichter, unverkleideter Rahmen
2: schwerer, ausbetonierter Rahmen
} obere Seite des Unterflansches Mitte Riegel.

3: leichter, unverkleideter Rahmen
4: schwerer, ausbetonierter Rahmen
} Süd-Stütze Innenflansch, innere Seite, 130 cm über Boden.

Meßpunkte 8 cm ab Außenkante.

---

[1]) C. F. KOLLBRUNNER, «Feuersicherheit der Stahlkonstruktionen». III. Teil. (Feuersicherheit mit belasteten Stahlrahmen.) Mitteilungen der Technischen Kommission des Schweizer Stahlbauverbandes, Heft 18. Schweizer Stahlbauverband, Zürich, Februar 1959.

hellen Flammen stand und die Raumtemperatur schon nach 4 Minuten teilweise über 800° C betrug, wurde beim Brandversuch II durch die Feuerpolizei der Stadt Zürich der Zündvorgang so festgelegt, daß die Raumtemperatur möglichst der EMPA-Standardkurve für Ofenversuche entsprach (Fig. 1).

Beim Brandversuch I war nach 40 Minuten das Brennmaterial fast restlos verbrannt und die glühenden Reste wurden mit Wasser gelöscht. Auch beim Brandversuch II war das Brennmaterial nach 40 Minuten fast restlos verbrannt; nach 50 Minuten wurden die glühenden Reste mit einem Nebelrohr gelöscht.

Die wichtigsten Resultate der Brandversuche I und II sind in *Tabelle I* zusammengestellt.

Tabelle I

	Brandversuch I (28 kg/m²)		*Brandversuch II* (25 kg/m²)		*Brandversuche I u. II* Tot. Durchbiegung.	
	leichter Rahmen	schwerer Rahmen	leichter Rahmen	schwerer Rahmen	leichter Rahmen	schwerer Rahmen
Stahltemperaturen in Riegelmitte, ob. Seite des Riegelunterflansches über 450° C während	32 min	10 min	39 min	13 min		
Bleibende Durchbiegung der Riegel	45 mm	8 mm	20 mm	0 mm	65 mm	8 mm
Bemerkungen	Die Betondecke und das Mauerwerk der Umfassungswände sind nicht mehr voll tragfähig.		Die Betondecke ist von zahlreichen Rissen durchzogen und ist nicht mehr voll tragfähig. Das Mauerwerk der Umfassungswände mußte mit divers. Schrägstützen am Zusammenstürzen verhindert werden.			

Trotzdem für moderne Bureaugebäude Feuerbelastungen größer als 25 kg/m² nicht vorkommen, wurde ein Brandversuch III mit einer Feuerbelastung von 50 kg/m² durchgeführt. Dabei wurde beim leichten Rahmen beim Riegel und bei einer Stütze eine über Streckmetall aufgebrachte Gipsverkleidung von 20 mm angebracht, währenddem eine Stütze vollkommen unverkleidet belas-

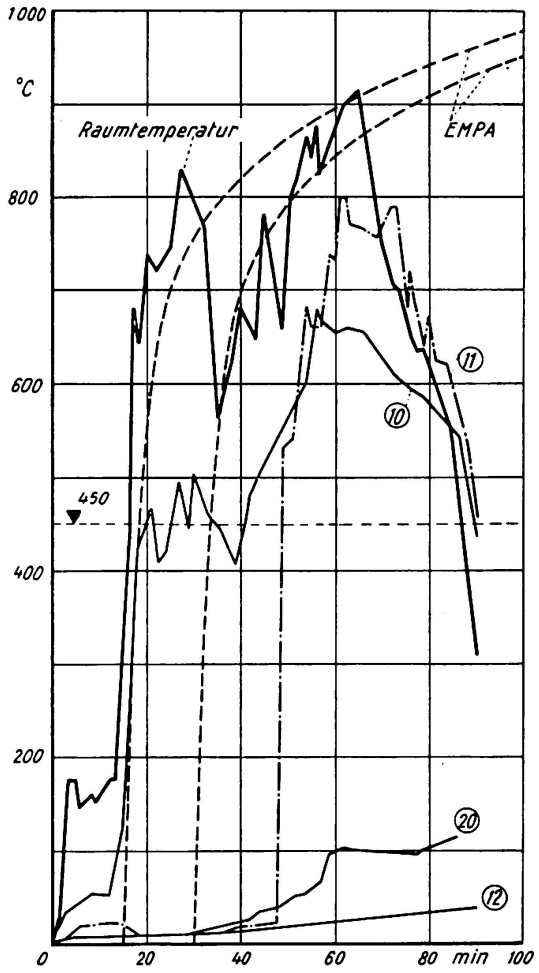


Fig. 2. Brandversuch III

Raumtemperatur = Maximal-Temperatur-Verlauf im Feuerraum, 60 cm unter der Eisenbetondecke.

10: Unterflansch oberseitig
12: Oberflansch unterseitig
20: Mitte Steg
} Mitte des schweren ausbetonierten Riegels.

11: Unterflansch oberseitig } Mitte des leichten, mit Gipsverkleidung versehenen Riegels.

Meßpunkte 10, 11, 12 3 cm ab Außenkante.

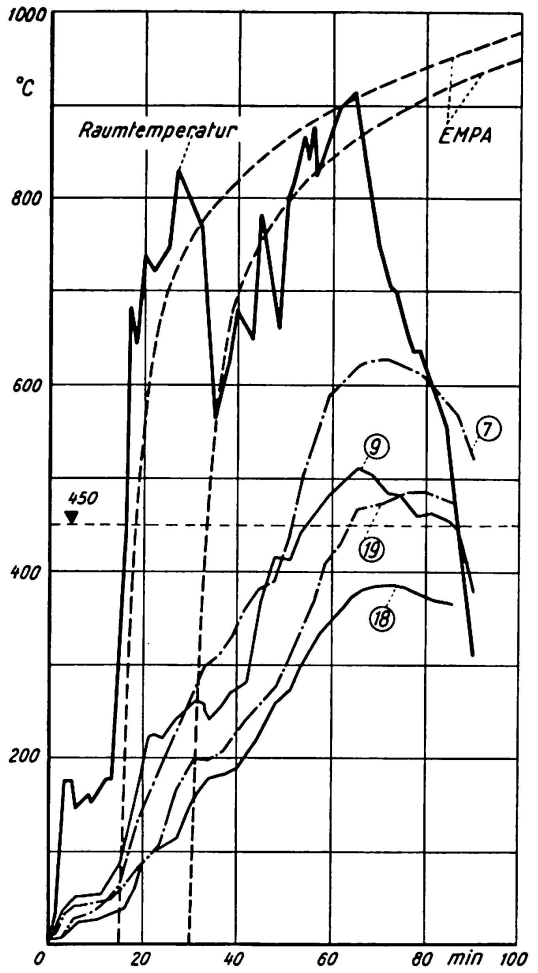


Fig. 3. Brandversuch III

Raumtemperatur = Maximal-Temperatur-Verlauf im Feuerraum, 60 cm unter der Eisenbetondecke.

7: Verbindungsstelle DIN 30/DIN 34. (Außenflansch Stütze DIN 30, Höhe Unterkante Riegel DIN 34.)

19: Verbindungsstelle DIN 30/DIN 34. (Schweißnaht zwischen DIN 30, Innenflansch innenseitig und DIN 34 Unterflansch oberseitig.)

9: Verbindungsstelle DIN 55/DIN 60. (Außenflansch Stütze DIN 55, Höhe Unterkante Riegel DIN 60.)

18: Verbindungsstelle DIN 55/DIN 60. (Schweißnaht zwischen DIN 55, Innenflansch innenseitig und DIN 60 Unterflansch oberseitig.)

Meßpunkte 8 cm ab Außenkante.

sen wurde. Der schwere Rahmen war analog den Brandversuchen I und II zwischen den Flanschen betoniert, so daß die Flanschen frei blieben.

Wie beim Brandversuch II wurde auch beim Brandversuch III der Zündvorgang so festgelegt, daß das Anbrennen des Holzes nur langsam erfolgen konnte. Eine Verschiebung der EMPA-Standardkurve um 15, bzw. 30 Minuten zeigt die Angleichung der Raumtemperatur an diese Standardkurven (Fig. 2 und 3).

Die wichtigsten Resultate des Brandversuches III sind in *Tabelle II* zusammengestellt. (Da die Thermoelemente im schweren Rahmen mit Asbest verdämmt und mit Gips überdeckt waren, zeigten sie die der Wirklichkeit entsprechenderen Resultate.)

Tabelle II

	Brandversuch III (50 kg/m²)	
	leichter Rahmen	schwerer Rahmen
Stahltemperatur in Riegelmitte, obere Seite des Riegelunterflansches über 450° C während	42,5 min	60 min
Bleibende Durchbiegung der Riegel gegenüber Brandversuch II	0 mm	0 mm
Bemerkungen	Die Betondecke hat weiter gelitten und ist noch weniger tragfähig als nach dem Brandversuch II. Das Mauerwerk konnte nur durch zahlreiche Absprießungen am Zusammenstürzen verhindert werden	

Der Brand dauerte 85 Minuten, wobei in den letzten 20 Minuten ein beachtliches Absinken der Raumtemperatur festgestellt werden konnte. Nach 85 Minuten wurden die Gluten mit Wasser gelöscht.

III. Brandversuche mit unverkleideten Außenstützen [2])

Die im Brandhaus in Winterthur durchgeführten Versuche zeigen, daß Außenstützen, sofern die Außenhaut des Gebäudes feuerbeständig ausgeführt

[2]) W. GEILINGER, «Bericht über den Brandversuch vom 13. September 1957 in Winterthur». Europäische Konvention der Stahlbauverbände, Kommission 3 (Feuerschutz), Dezember 1957.

C. F. KOLLBRUNNER, «Bericht über Brandversuche in der Schweiz mit besonderer Berücksichtigung von Feuerversuchen mit belasteten Stahlrahmen». Europäische Konvention der Stahlbauverbände, Kommission 3 (Feuerschutz), Dezember 1958.

wird, bei modernen Geschäfts- und Wohnhäusern nicht verkleidet werden müssen. Bei einer Feuerbelastung von 25 kg/m² sind die Stahltemperaturen an den unverkleideten anliegenden oder vorgesetzten Außenstützen unter der kritischen Grenztemperatur. Auch bei extrem großen Feuerbelastungen von 100 kg/m² können die Außenstützen unverkleidet ausgeführt werden, sofern Sprinkleranlagen vorhanden sind, welche bei einem Brandfall die Stahlprofile mit einem dünnen Wasserfilm überziehen, so daß sich der Stahl nicht über die zulässigen Temperaturen erwärmen kann. (Ein Versuch mit 100 kg/m² Feuerbelastung hat ergeben, daß die Stahltemperaturen der Außenstützen bis 600° C steigen, daß hingegen durch Berieselung der Stützen die Stahltemperaturen auf 70° C gehalten werden konnten.)

IV. Schlußfolgerungen

Wie schon E. MELAN[3]) ausdrücklich festhielt, hat beim Großbrand des Warenhauses «ARA» in Prag das Stahlgerippe den Brand in einer Weise überstanden, welche die kühnsten Erwartungen übertraf.

Selbstverständlich wissen die Stahlbauer, daß verschiedene Stahlkonstruktionen bei einem Großbrand einstürzten. Wenn man diese Katastrophenfälle jedoch näher betrachtet, handelte es sich stets um Feuerbelastungen, die nicht hätten zugelassen werden dürfen, und um Stahlkonstruktionen, die diesen Feuerbelastungen nicht Rechnung trugen.

Wir wissen, daß die kritische Stahltemperatur, die über mindestens einen Querschnitt vorhanden sein muß, 400—450° C beträgt. Aus diesem Grunde wurden auch die Zeiten, während welcher die Stahltemperatur 450° überschritt, in den Tabellen I und II angegeben. Man ersieht aus dieser Zusammenstellung, daß der Stahl dem Feuer einen bedeutend größeren Widerstand entgegensetzt als bis heute angenommen wurde[4]).

Festgehalten werden soll:

1. Stahlbauten mit Feuerbelastungen bis zu 25 kg/m² müssen nicht verkleidet werden, sofern die Gesamtkonstruktion sorgfältig ausgeführt ist. Stahlkonstruktionen moderner Bureaugebäude und Wohnhäuser können somit unverkleidet ausgeführt werden.

2. Für Stahlbauten mit einer Feuerbelastung von 50 kg/m² genügt eine Kern-

---

[3]) E. MELAN, «Das Großfeuer in dem Stahlskelettbau des Warenhauses ‚ARA' in Prag». Der Bauingenieur, Heft 27, S. 498, 1931.

[4]) Die neueste Publikation konnte, da sie mir am Datum der Abgabe meines Manuskriptes, d. h. am 15. Mai 1959 zugestellt wurde, nicht mehr ausgewertet werden. P. BOUÉ, «Der Feuerschutz im Stahlhochbau, insbesondere von Stahlstützen». Berichte des Deutschen Ausschusses für Stahlbau, Heft 21, Stahlbau-Verlags-GmbH, Köln.

füllung mit Beton oder eine Verkleidung mit 15 mm Asbest, Eternit oder Gips (Fig. 4).

3. Bei der Aufstellung neuer Feuerpolizeivorschriften sind die vorhandene Feuerbelastung, die baulich-konstruktiven Verhältnisse und die Feuerbekämpfungsmöglichkeiten sinngemäß zu berücksichtigen. Dabei sollten sämtliche Teile eines Gebäudes hinsichtlich Feuergefährlichkeit den gleichen Sicherheitsgrad aufweisen.

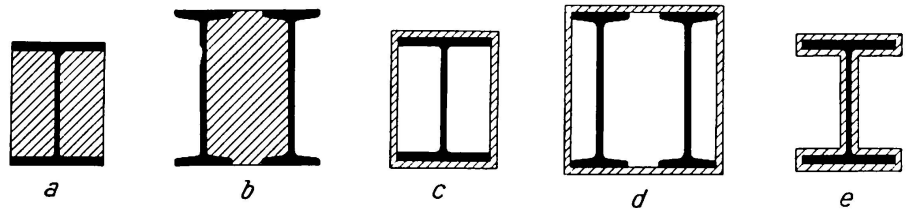


Fig. 4. Verkleidung von Stahlbauten mit ca. 50 kg/m² Feuerbelastung.

a und b: Kernfüllung mit Beton; c und d: Kastenförmige Ummantelung mit 15 mm Asbest, Eternit oder Gips; e: Anliegende Ummantelung mit 20 mm Asbest, Eternit oder Gips.

Wichtiger als jede Verkleidung von Stahlkonstruktionen ist jedoch stets, daß man darauf achtet, die Feuerbelastung möglichst klein zu halten, was mit den heutigen Baumaterialien möglich ist. Zudem sollte eine rasch einsatzbereite Feuerwehr vorhanden sein, so daß, selbst bei katastrophalen Großbränden, keine Menschenleben zu beklagen sind.

Zusammenfassung

Stahlkonstruktionen für moderne Bureaugebäude und Wohnhäuser müssen nicht verkleidet werden, da die Feuerbelastung maximal 25 kg/m² beträgt. Für Stahlkonstruktionen mit einer Feuerbelastung von 50 kg/m² genügt eine Kernfüllung mit Beton, wobei die Flanschen unverkleidet bleiben, oder aber eine Verkleidung mit 15 mm Asbest, Eternit oder Gips.

Summary

Steel structures for modern office buildings and residential buildings do not have to be cased, because the fire load does not exceed 25 kg/m². For steel structures with a fire load of 50 kg/m² it is sufficient merely to provide a core filling of concrete and to leave the flanges uncased or, alternatively, to provide a 15 mm thick casing of asbestos, eternit or gypsum.

Résumé

Les constructions métalliques modernes à usage de bureaux ou d'habitation ne doivent comporter aucun revêtement, car la surcharge d'incendie atteint au maximum 25 kg/m². Pour les ouvrages métalliques comportant une surcharge d'incendie de 50 kg/m², il suffit d'un remplissage central de béton, les ailes restant sans revêtement; il est néanmoins possible de prévoir un habillage de 15 mm en amiante, Eternit, ou plâtre.

III a 4

The Use of Stability Functions in the Analysis of Rigid Frames

Emploi de fonctions de stabilité pour l'étude des cadres rigides

Die Verwendung von Stabilitätsfunktionen zur Untersuchung von steifen Rahmen

W. MERCHANT
Prof., M. A., S. M., D. Sc., M. I. Struct. E., M. I. C. E., A. M. I. Mech. E., Manchester

A. H. SALEM
Dr., M. Sc. Eng. (Alexandria University), Ph. D. (Manchester University), Lecturer in Structural Engineering, Ain-Shams University, Cairo

Stability Functions

It does not yet appear to be generally known that tables of stability functions [1] are available which considerably simplify the elastic stability analysis of rigid frames and even make practicable the solution of frames containing plastic hinges.

JAMES [2] appears to have been the first to extend the Cross method of moment distribution to include the effects of axial loads in members by introducing the ideas of non-dimensional stiffness and carry-over factors (s and c) which are not constant but depend on the axial loads in the members. Thus in fig. 1a

$$M_{AB} = s\,k\,\theta \quad \text{and} \quad M_{BA} = c\,M_{AB},$$

where

$$k = \frac{E\,I}{l}, \qquad P_E = \frac{\pi^2\,E\,I}{l^2},$$

s is the stiffness factor and c the carry-over factor and both s and c are functions of $\frac{P}{P_E}$ as shown in fig. 2.

Values of s and c were tabulated in terms of

$$\alpha = \frac{\pi}{2}\sqrt{\frac{P}{P_E}}$$

by JAMES and later by LUNDQUIST and KROLL [3] and with these tables, frames, such as triangulated frames, where the sway of the members is not

important, could be solved by ordinary moment distribution methods. A series of functions, usually known in England as "Berry Functions", related to s and c and from which they can be obtained have also been tabulated [4, 5, 6]. The tables of reference [1] are the first in which $\frac{P}{P_E}$ is taken as the independent variable and also cover a wider range than previous tabulations.

Where sway occurs we have to consider the shear equilibrium of a structure as well as the equilibrium of a joint and if axial load effects are important, the relation between the shear and the end moments is not the same as in the no stability case.

Thus for a simple sway displacement (fig. 1 b)

$$M_{AB} + M_{BA} + Fl + Pl\phi = 0.$$

And $$M_{AB} = M_{BA} = -s(1+c)k\phi.$$

Therefore $$Fl = +2s(1+c)k\phi - \pi^2 \rho k\phi,$$

where $$\rho = \frac{P}{P_E},$$

i. e. $$Fl = \frac{2s(1+c)k\phi}{m},$$

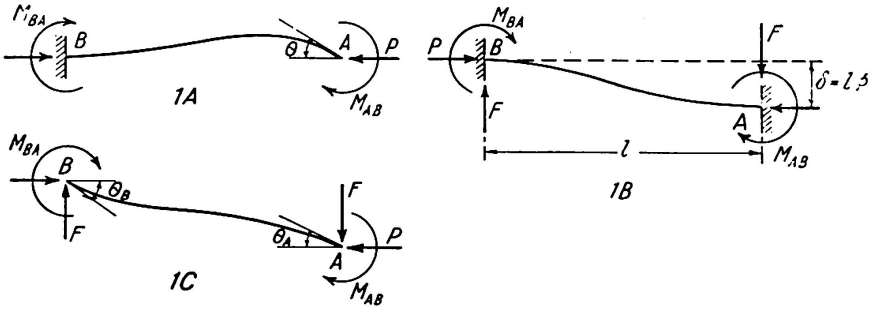


Fig. 1. Clockwise Moments and Rotations are $+VE$.

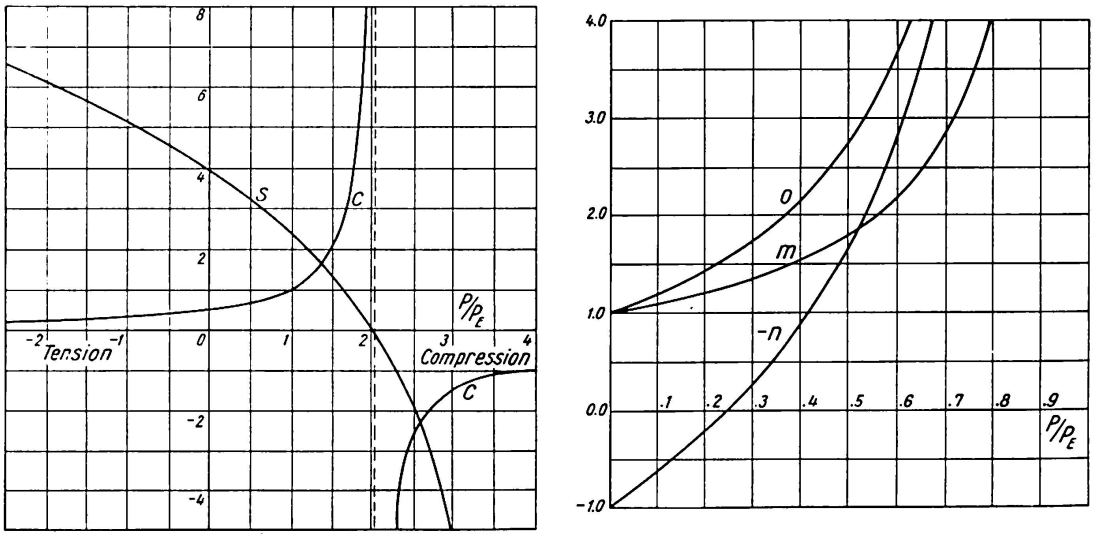


Fig. 2.

where $$m = \frac{2s(1+c)}{2s(1+c)-\pi^2\rho}.$$

For a combined displacement as in fig. 1c.

$$\begin{aligned} M_{AB} &= k[s\theta_A + cs\theta_B - s(1+c)\phi], \\ M_{BA} &= k[cs\theta_A + s\theta_B - s(1+c)\phi], \\ Fl &= s(1+c)k\left[\frac{2\phi}{m} - \theta_A - \theta_B\right], \end{aligned} \tag{I}$$

m is a magnification factor of considerable physical significance. For a simple sway ($\theta_A = \theta_B = 0$) $M_{AB} = M_{BA} = -\frac{mFl}{2}$ and thus m indicates directly how much greater the end moments due to a shear force are than when axial forces are neglected.

Of course m like s and c is a function of $\frac{P}{P_E}$. It is difficult in developing a new subject to decide how many functions to name and tabulate. Thus in trigonometry $\sin x$, $\cos x$, $\tan x$ are all treated as separate functions because of the simplicity this brings to manipulations rather than using, for example,

the set $$\sin x, \quad \sqrt{1-\sin^2 x} \quad \text{and} \quad \frac{\sin x}{\sqrt{1-\sin^2 x}}.$$

Two further functions n and o are of considerable use and they can be obtained as follows.

In equations (I) put $$\phi' = \phi - \frac{m}{2}(\theta_A + \theta_B).$$

Then

$$\begin{aligned} M_{AB} &= k[n\theta_A - o\theta_B] - m\frac{Fl}{2}, \\ M_{BA} &= k[-o\theta_A + n\theta_B] - m\frac{Fl}{2}, \\ Fl &= \frac{2s(1+c)k\phi'}{m} = 2Ak\phi', \end{aligned} \tag{II}$$

where

$$\begin{aligned} \phi &= \phi' + \frac{m}{2}(\theta_A + \theta_B), \\ A &= \frac{s(1+c)}{m}, \\ n &= s\left[1 - \frac{m}{2}(1+c)\right], \\ 0 &= s\left[-c + \frac{m}{2}(1+c)\right]. \end{aligned}$$

The physical consequence of introducing ϕ' is apparent. It divides the sway angle ϕ into a part ϕ' directly dependent on the shear force and a part due to the end rotations of the member.

n is the appropriate stiffness factor to use when a member can sway freely ($\theta_B = F = 0$). It is arguable that greater simplicity and parallelism of results might have been obtained if another carry-over factor had been defined to give M_{BA} in terms of M_{AB} in this case instead of o which corresponds to $-sc$.

However n and o have the advantage of reducing to unity when stability effects are negligible. Either set of eqs. (I) or (II) may be used depending on the problem. The m, n, o functions were first used in reference [7] and first tabulated in reference [1]. They are also shown in fig. 2.

Use of Stability Functions

Consider the portal shown in fig. 3 where F is so small in comparison with P_1 and P_2 that stability effects in the beam can be neglected. Then

$$\begin{aligned} M_{BA} &= k_1[s_1\theta_B - s_1(1+c_1)\phi], \\ F_1 l &= 2A_1 k_1 \phi - s_1(1+c_1)k_1\theta_B, \\ M_{BC} &= k_3[4\theta_B + 2\theta_C] \end{aligned}$$

and similarly for the other leg.

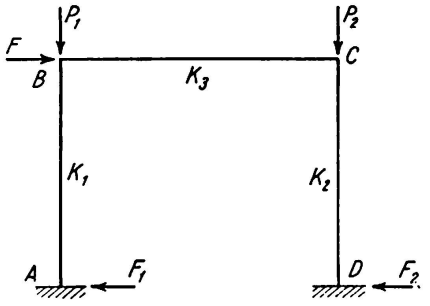


Fig. 3.

We have the two joint equations of equilibrium and the shear equation $F = F_1 + F_2$. Therefore

$$\begin{aligned} 0 &= (s_1 k_1 + 4k_3)\theta_B + 2k_3\theta_C - s_1(1+c_1)k_1\phi, \\ 0 &= 2k_3\theta_B + (s_2 k_2 + 4k_3)\theta_C - s_2(1+c_2)k_2\phi, \\ Fl &= -s_1(1+c_1)k_1\theta_B - s_2(1+c_2)k_2\theta_C + 2(A_1 k_1 + A_2 k_2)\phi. \end{aligned}$$

These equations enable us to solve directly for θ_B, θ_C and ϕ and thus the proplem is solved. In particular the critical load of the structure is given by the vanishing of the determinant of the equations. Numerous detailed calculations [8] have shown that the lateral deflections of rigid frames (also therefore sway critical loads) are not at all sensitive to the distribution of the loads on the columns provided that the same total load is taken. It is in fact sufficiently accurate to distribute the total load so that the columns have the same value

of $\frac{P}{P_E}$ and thus the same value of their stability functions. The physical reason for this is that transferring load from say column A to column B increases the stiffness of A at the same time as it reduces the stiffness of B and to a first order causes no change in the overall lateral stiffness.

Calculations for symmetrical bents with equal column loads are more simply carried out by means of eqs. (II). Thus for the two storey portal shown in fig. 4 only the two joint equations of equilibrium are required

$$\text{i.e.} \qquad 0 = (n_2 k_2 + 6 k_4)\,\theta_C - o_2 k_2 \theta_B \qquad\qquad - m_2 \frac{F l}{4},$$

$$0 = -o_2 k_2 \theta_C \qquad + (n_1 k_1 + n_2 k_2 + 6 k_3)\,\theta_B - (m_1 + m_2)\frac{F l}{4}.$$

As before the sway critical load is obtained by putting $F = 0$ and thus the n, o functions are peculiarly suitable for critical load calculations.

References [7, 9, 10, 11] give examples of the use of m, n, o functions for the calculation of critical loads of tall building frames. They can be used for slope deflection or relaxation solutions. An example of the results is given in fig. 5 which is taken from reference [7]. It shows how the sway critical load

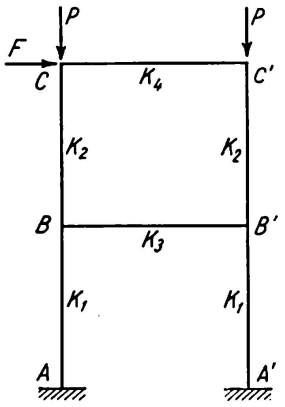


Fig. 4.

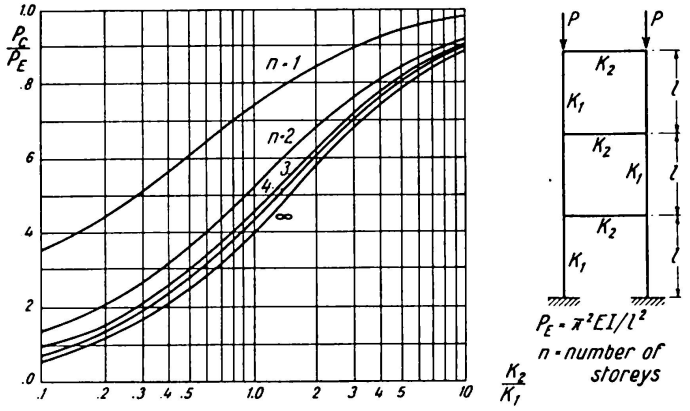


Fig. 5.

of a symmetrical single bay portal depends on the number of storeys. Some useful relations between s, c, m, n, o etc. are given in reference [8].

Members with Plastic Hinges

Suppose that there is a plastic hinge at B so that $|M_{BA}| = M_P$ and is specified. Eqs. (I) become

$$\begin{aligned} M_{AB} - c\,M_{BA} &= s\,(1-c^2)\,k\,(\theta_A - \phi), \\ M_{AB} + M_{BA} + F\,l &= -\pi^2 \rho\, k\,\phi. \end{aligned} \tag{Ia}$$

Eqs. (II) become

$$\begin{aligned} M_{AB} + \frac{o}{n} M_{BA} &= -\frac{\pi^2 \rho}{n} k\,\theta_A - \frac{F\,l}{n}, \\ M_{AB} + M_{BA} + F\,l &= -\pi^2 \rho\, k\,\phi. \end{aligned} \tag{IIa}$$

As an example of the use of eqs. (II) and (IIa) we will follow through the development of plastic hinges for the simple portal shown in fig. 6 where the

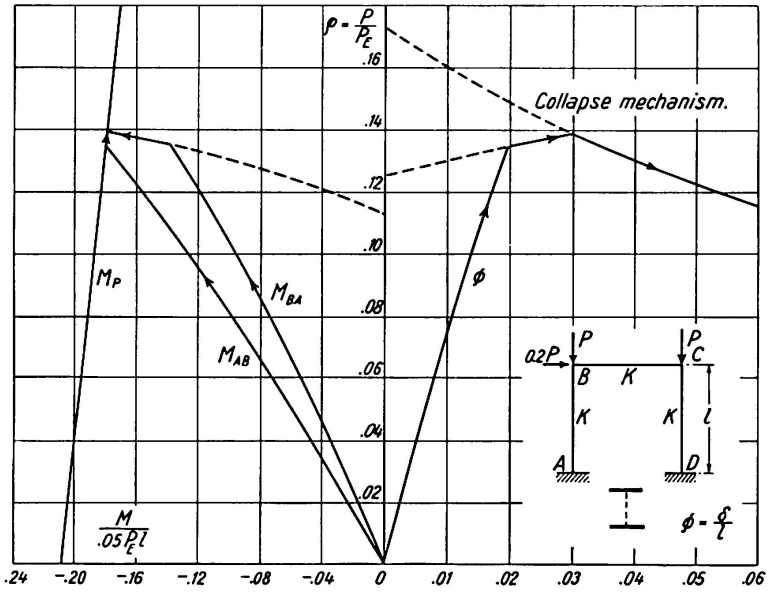


Fig. 6.

members are assumed to remain elastic until a plastic hinge forms. During the elastic range

$$\begin{aligned} M_{BA} &= k\,n\,\theta_B - 0.05\,m\,P\,l, \\ M_{BC} &= 6\,k\,\theta_B, \\ 0 = M_{BA} + M_{BC} &= k\,(n+6)\,\theta_B - 0.05\,m\,P\,l, \\ 0.1\,P\,l &= 2\,A\,k\,\phi'. \end{aligned}$$

Therefore
$$\frac{M_{BA}}{0.05 P_E l} = \frac{-6 m \rho}{n+6},$$
$$\frac{M_{AB}}{0.05 P_E l} = -m \rho \left[\frac{o}{n+6} + 1\right],$$
$$\phi = 0.05 \pi^2 \rho \left[\frac{1}{A} + \frac{m}{2(n+6)}\right].$$

These values are shown graphed in fig. 6. During this range the elastic critical load towards which the bending moments and deflections are increasing asymptotically is given by $n+6=0$ i. e. by $\rho = 0.748$.

M_{AB} is greater than M_{BA} and therefore the first plastic hinges form at the bases of the columns.

After a hinge forms at A we have $M_{AB} = -M_P$ and so from eqs. (II a)
$$M_{BA} = \frac{o M_P - \pi^2 \rho k \theta_B - 0.1 P l}{n},$$
$$0 = k(6n - \pi^2 \rho)\theta_B + o M_P - 0.1 P l.$$

Therefore
$$\frac{M_{BA}}{0.05 P_E l} = \left[\frac{o M_P}{0.05 P_E l} - 2\rho\right] \frac{6}{6n - \pi^2 \rho}.$$

Also
$$\pi^2 \rho k \phi = -M_{BA} + M_P - 0.1 P l.$$

Therefore
$$\phi = \frac{0.05}{\rho}\left[\frac{-M_{BA} + M_P}{0.05 P_E l}\right] - 0.100.$$

During this range the critical load towards which the bending moments and deflections are increasing asymptotically is given by $6n - \pi^2 \rho = 0$ i. e. by $\rho = 0.185$.

To plot the moments and deflections during this second stage we require the relation between the plastic moment on the column and the axial load on it. For this example we will take $\frac{M_P}{0.05 P_E l} = 0{,}21\,(1-\rho)$.

The axial yield load of the column P_Y is given by $M_P = 0$ i. e. by $\rho = \frac{P}{P_E} = 1$ so that in fact we are now calculating the example for $P_Y = P_E$. For mild steel with a yield stress of 15.25 ton sq. in. and $E = 13{,}400$ ton sq. in. this corresponds to a value of $\frac{l}{r}$ equal to 93. The numerical constant is that appropriate to an idealised parallel plate section. M_{BA} and ϕ for the second stage can now be calculated and are also shown in fig. 6. Valuable checks on the calculation are that the two graphs for M_{BA} and the two graphs for ϕ both intersect at the value of $\rho = 0.135$ for which $M_{AB} = M_P$.

The value of ϕ for the collapse mechanism with hinges at the top and bottom of the columns is also shown. To determine the mechanism
$$0.1 P l + P l \phi = -(M_{AB} + M_{BA}) = 2 M_P,$$
$$\frac{M_P}{0.05 P_E l} = 0.21\,(1-\rho).$$

Therefore $$\phi = \frac{0.021}{\rho} - 0.121.$$

The final collapse load of the portal is given by the intersection of the second stage with the collapse mechanism i.e. by $\rho = 0.139$. If the second critical load had been lower than the load existing at the formation of the first pair of hinges then the subsequent deflection curve would have had a negative slope and would have represented an unstable condition. In this case the collapse load of the structure would occur at the formation of the first pair of hinges and not at the intersection of the second stage with the collapse mechanism.

The rigid plastic collapse load or limit load P_Y ignoring stability effects is obtained from the collapse mechanism by putting $\phi = 0$ i.e. by $\rho_Y = 0.173$. For this portal the interaction between stability and plasticity effects reduces the failure load to $\rho_F = 0.139$ i.e. to 80% of the rigid plastic collapse load and this for a ratio of limit load to original elastic critical load of

$$\frac{\rho_Y}{\rho_C} = \frac{0.173}{0.748} = 0.232.$$

Fig. 7 taken from ref. [8] shows a more complicated example. The deflections of a two storey frame are shown for three ratios of lateral load. Over three hundred cases of different types of rectangular frames have been solved in order that the general field of the interaction between the failure loads, the limit loads and the critical loads may be studied. The generalised results have also been compared with a series of tests on model frames.

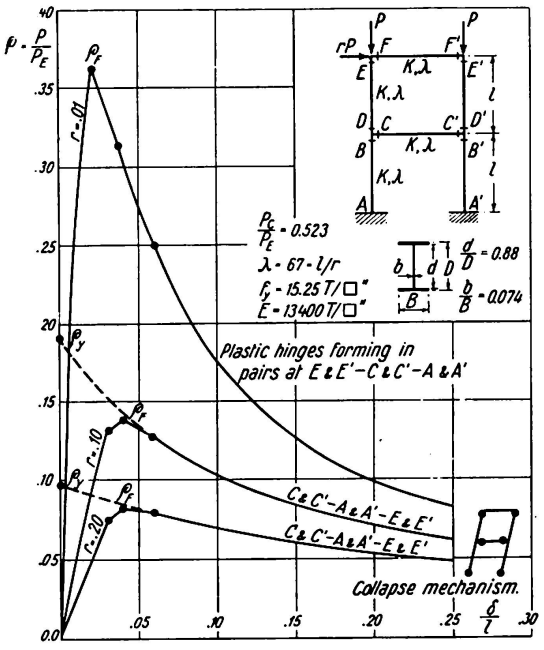


Fig. 7.

Acknowledgment

This paper summarises some of the analytical methods developed for a research project on the combined effects of plasticity and stability on the failure loads of structures, conducted by the Department of Structural Engineering, College of Science and Technology, Manchester, during the last nine years. The authors wish to thank their other colleagues and research students who have assisted in the general programme and thus made this paper possible.

References

1. R. K. Livesley and D. B. Chandler, Stability Functions for Structural Frameworks. Manchester University Press, 1956.
2. B. W. James, "Principal Effects of Axial Load on Moment Distribution Analysis of Rigid Structures". National Advisory Committee for Aeronautics, T.N. 534, 1935.
3. Lundquist and Kroll, "Extended Tables of Stiffness and Carry-over Factor for Structural Members under Axial Load". National Advisory Committee for Aeronautics, A.R.R. 4 B 24.
4. A. J. S. Pippard, J. F. Baker, The Analysis of Engineering Structures Edward Arnold.
5. S. Timoshenko, Theory of Elastic Stability. McGraw-Hill Book Co.
6. F. Bleich, Buckling Strength of Metal Structures. McGraw-Hill Book Co.
7. W. Merchant, "Critical Loads of Tall Building Frames". Journal Inst. Struct. Eng., March, 1955.
8. A. Salem, Ph. D. Thesis, Manchester University 1958.
9. R. B. L. Smith and W. Merchant, "Critical Loads of Tall Building Frames, Part II". Journal Inst. Struct. Eng., August 1956.
10. R. E. Bowles and W. Merchant, "Critical Loads of Tall Building Frames, Part III". Journal Inst. Struct. Eng., September 1956.
11. R. E. Bowles and W. Merchant, "Critical Loads of Tall Building Frames, Part IV". Journal Inst. Struct. Eng., June 1958.

Summary

A new tabulation of stability functions for prismatic members was published in 1956[1]). The functions tabulated are

s the non-dimensional stiffness
c the carry over factor

and three new functions m, n, o which are convenient for dealing with cases of sway of members. The independent variable is taken as the ratio of the

---

[1]) Stability Functions for Structural Frameworks, R. K. Livesley and D. B. Chandler, Manchester University Press, 1956.

axial load in a member to the Euler load of a member. It is not yet generally realised how convenient these functions are for the stability analysis of rigid jointed frames and the paper therefore gives examples of their use. In particular the evaluation of critical loads and the effect of plastic hinges in members are treated.

Résumé

Un nouveau tableau de fonctions de stabilité pour barres prismatiques a été publié en 1956. Dans ce tableau, figurent les fonctions suivantes:

Coefficient de rigidité s (sans dimension)
Facteur de transmission c

ainsi que trois nouvelles fonctions m, n et o, qui peuvent être employées dans les problèmes de déplacement latéral des barres. Le rapport entre l'effort axial de compression et la charge de flambage d'Euler de la barre a été adopté comme variable indépendante. Le caractère pratique de ces fonctions pour les études de stabilité des cadres rigides n'est encore que peu connu. L'auteur en donne donc quelques exemples d'application. Il traite en particulier de la détermination des charges critiques et de l'effet des articulations plastiques dans les barres.

Zusammenfassung

Im Jahre 1956 wurde eine neue Zusammenstellung von Stabilitätsfunktionen für prismatische Stäbe veröffentlicht. Folgende Funktionen sind tabelliert worden:

Die dimensionslose Steifigkeit s
der Übertragungsfaktor c

sowie drei neue Funktionen m, n und o, welche bei seitlichem Ausweichen in Stäben angewendet werden können. Als unabhängige Variable wird das Verhältnis der axialen Druckkraft zur Eulerschen Knicklast des Stabes angenommen. Es ist noch wenig bekannt, wie bequem diese Funktionen bei Stabilitätsuntersuchungen von steifen Rahmen sind. Die Arbeit gibt daher einige Beispiele für den Gebrauch dieser Funktionen. Besonders werden die Bestimmung der kritischen Belastungen und die Wirkung von plastischen Gelenken in Stäben behandelt.

III a 5

Steel Framed Tier Buildings in American Design Practice

Les méthodes américaines d'étude des ossatures métalliques pour bâtiments à étages multiples

Amerikanische Berechnungsmethoden für Stahlskelettbauten

JOHN W. PICKWORTH
Weiskopf & Pickworth, Consulting Engineers, New York, N. Y. (U.S.A.)

Building design is one of the many fields in which a civil engineer may choose to use his talents. The design of tiered building frames in America, commonly referred to as skyscrapers, is an area for endeavor and accomplishment that has peculiarities and requirements worthy of note. There are more and different considerations involved in the tiered frames than there are in the types of buildings from which this class grew. Complexities have multiplied as the demands for enlarged and finer accommodations have increased from year to year. How the structural engineer performs, and how he obtains the desired results of his efforts, is perhaps of interest.

In the United States of America, the organization to perform this work generally follows a pattern which has developed in a clime of an expanding economy and rapid change. Since the introduction of steel construction, there has been a growing tendency boldly to accept new concepts and to disregard or even to discard that which has been done before. The engineer has lived in, and adjusted himself to this atmosphere. He has acquired a flexibility and has participated in, and contributed to, the advances that have marked the age in which we live.

The engineer in the United States usually practises as an independent private professional, often in association with one or more partners. He maintains an office and draughting room where a staff of engineers, technicians and draughtsmen produce the structural plans and specifications for the various projects for which he is responsible. He depends upon professional fees for his expenses and personal income. The plans finally prepared under

his direction are complete and illustrate the whole structural design. These plans are used to obtain a permit to build from the local building department or authority, They also permit competing steel fabricators to estimate and bid for the job of detailing, making and erecting the work.

Design is a creative art. It cannot be taught, for textbooks only give the tools to be used. Each basic concept must originate in the mind of one man, the designing engineer. The art must be learned by those who have aptitude and imagination, and who have acquired technical training coupled with a knowledge of available materials and local builders' capabilities. Of utmost importance, in the field under discussion, is the will on the part of the designers to cooperate with others. The modern big building is a most complicated machine. The support of the structure, although vital, is not the only feature that contributes to the successful functioning of the building.

In a sense, the practice of structural design is the same and has the same basic requirements as any other art. The musician, before he can perform in public, or the painter, before he can produce a good picture, must work to acquire a knowledge of his tools and the technique of their use. If these artists try and fail, they may get popular sympathy but it is not so with the structural engineer. Once charged with the responsibility for a project, he must reach a safe conclusion within a reasonable time. This calls for vision based on experience, and he cannot rely wholly upon what he or someone else has done previously. No two buildings are alike, though some may be similar.

Now, how are the structures under discussion conceived and planned? A team is needed ... a team of experts who should actively participate in the earliest phases of planning. A period of several months may be allowed for the development of studies. Frequent consultation with the owners must be maintained so that they may be completely satisfied that what is being planned will adequately meet their needs. It must be emphasized that worthwhile ideas can be most advantageously contributed only before too many vital or irrevocable decisions have been made. Belated thinking by the experts is to be avoided.

The captain and coordinator of the team is the Architect who decides the scope, function and appearance desired. The team includes a number of specialists; various mechanical engineers who dictate the organs, nerves and vascular system required, and the structural engineer who must conceive a suitable skeleton. It is somewhat like creating a human body which throughout its life or span of existance must serve, labor and resist the ravages of time and of the elements. It is in the early stages of the coordinated planning that the structural engineer may most successfully show his ingenuity.

The conception that evolves from this preliminary work is the true design and requires the broadest skill and knowledge. It demands the imaginative, creative thinking which would be fruitless as an afterthought when the work of planning has progressed to a more advanced stage.

The structural designer must acquaint himself with the magnitude of the proposed building, the site conditions, the approach to and the exposure of the property. He must also consider the nature of the ground on which the building is to rest and the possibility of obtaining a suitable foundation. Tall towers should have a firm, unyielding base and narrow structures may even require anchorage to prevent overturning due to horizontal forces. Schemes for the framing of typical floor panels must be studied and compared for suitability and cost. The floors not only carry the dead and live loads to the columns, they have to be capable of acting as stiff horizontal diaphrams to distribute the wind or seismic shears to the braced bents. Great care must be used so that all live and dead loads are included in the calculations and that local laws are not violated. He must exercise to a great extent the ability to think in three dimensions. Such ability is a vital characteristic of the real engineer. He must decide the number and position of the supports or columns at the various levels, providing for the large or uninterrupted spaces deemed essential by the Architect. This may involve girder or truss transfers of columns. Often the trusses exceed in magnitude, if not in span length, the heaviest bridge work.

A major consideration in this planning phase is that, simultaneously, the structural engineer must devise and incorporate a system for bracing a high structure to withstand horizontal forces such as wind or earthquake. Except in a very sketchy way, as a sort of mental guide, figures or computations are not involved, but at the same time, the size of the members that will eventually be required must be made clear so that the other experts may make allowances in their planning. The number, speed and heights of elevator banks to service the building must be determined by one of the experts, and provision must be made for the type and space requirements of ventilating or air conditioning ducts and equipment. All this, in the early stages, is done in a freehand manner. An active exchange of ideas must be maintained among members of the team either in meetings or by means of sketches. Herein is demanded a sympathetic cooperation so that all of the ultimate demands of the project are clearly illuminated. The real designer of the steel structure must be sure that he has not neglected any basic factors needed for complete design. He may use some pilot figures, but mainly he and his confreres rely on judgement.

Neglect of a major factor is not to be tolerated. Not too long ago, plans for a high building in a foreign land were issued for bidding by contractors in numerous countries. In all respects they seemed complete, but no provision to withstand the strong winds of the locality had been incorporated. Nor was it possible to add strength and stiffness without utterly preventing the intended use of the building. The plans were useless.

The structural designer must be very intimately aware of what shapes and sizes can reasonably be obtained and handled for each particular job. He must know how they can be connected and to what extent he may employ

riveting, bolting or welding. For high buildings of the class under discussion, welding, as a means of connecting members of the frames together, has not been used to a great extent in the United States. In almost every steel structure, however, some places can be found where welding is employed. Practically all of the work done in the fabricating shop is riveted.

For field connections, ordinary bolts serve only for the minor filling-in pieces. Riveting has long been the most favored method in general use, but for nearly all of the recent projects, the so called high-tension bolts are being substituted for rivets. Properly installed with calibrated power wrenches, they provide a most satisfactory substition and a saving in cost.

It is well, if in his earlier training, the engineer has had a few years of detailing, making shop drawings of actual pieces and thus learning to solve the small problems that arise with infinite variety on every job.

The growth of the large and high framed building has been most notable in the United States where the unstinting use of steel has been of less economic importance than in other countries. The industry has contributed, over the years, by developing and making available, the desired shapes in a variety of quantities and qualities.

In tiered buildings, the space between ceiling and floor must be kept to a minimum. The depth of the horizontal framing establishes the story heights. The cost of extending stairs, walls, piping, elevators and ducts must be balanced against the cost of using the shallower beams or girders in the floors. The demand for wider and wider open spaces dictates an ever increasing spacing of columns and shallower beams, or the design of beams that can be punctured for the passage of horizontal ventilating ducts and pipes. While this sort of thing often requires what might be by itself regarded as an extravagant use of metal, it effects an overall saving in the building cubage and cost.

As the demand for larger and higher buildings has increased, year by year, the manufacturers have marketed heavier and heavier rollings. Very sizable projects are accomplished today by using plain rolled sections. However, the bigger and more spectacular creations of modern times have required columns with immense load carrying capacity, and of sizes far in excess of even rolled column shapes with ordinary cover plate reinforcement. The design of the heavy columns for the lower parts of multi-story buildings requires study in each case. It is not just a simple matter of getting a cross section of so much area. The scheme of wind bracing is as much a governing consideration as is the load in the design of the cross section of the column. If the plan is of a long narrow building, the wind may be a major problem in one direction only. If the plan is of a tower approximately square, moment connections may be needed to all faces of a column. The magnitude of the maximum moments will require a detail that lends to a grading or modification up through the frame without abrupt change of type. Strength is not the only requirement. Stiffness must be obtained so that tenants are never conscious of way in slender towers.

The frame should be rigid so that damage is not done to stiff partitions, or to column encasements and fireproofing in the finished building. Knee braces are generally stiffer and more economical than are moment connections, but they are architecturally objectionable as a rule.

For satisfactory results on slender towers, assuming prescribed wind pressure, the sway should be limited to .002 of the height as a maximum. It must be borne in mind that more modern and lighter construction does not contribute the stiffening benefits of the old fashioned, heavier masonry walls and floors. Total dependence for rigidity is upon the steel frame alone and judgement often dictates the use of a drift factor of .0015 in the design computations.

Examples from three monumental buildings nearing simultaneous completion in New York City serve to illustrate various treatments of the problems.

Case I

This is a sixty story office building with forty column shafts for the full height arranged in four lines of ten supports on each line. Obviously, with this rectangular plan, the major wind problem is in the relatively narrow bents

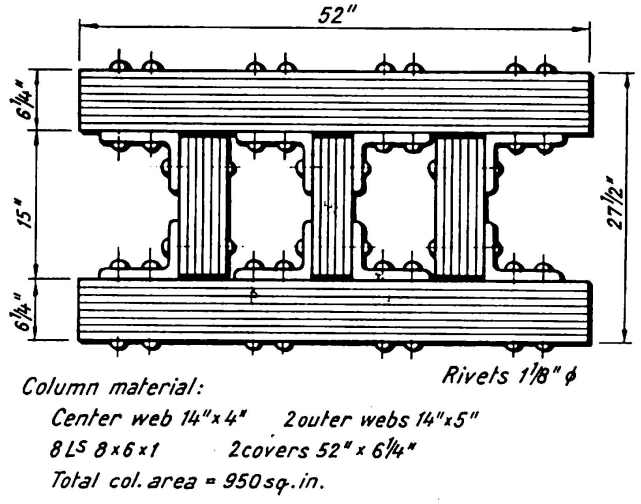


Fig. 1.

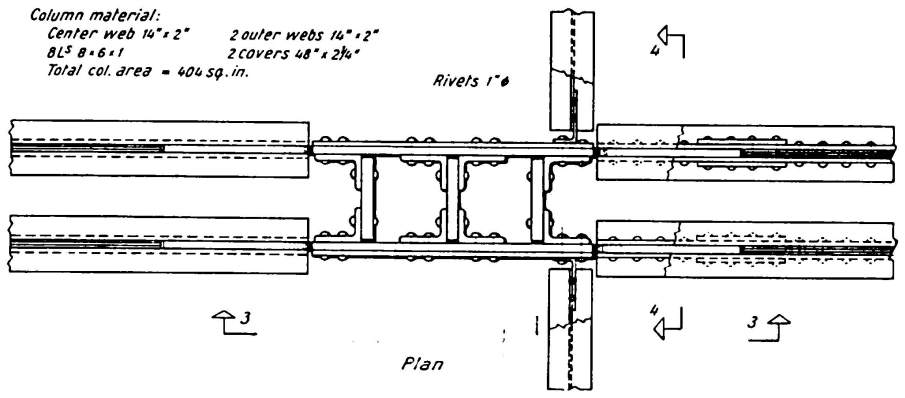


Fig. 2.

of four columns. These bents are twenty-nine feet apart and the columns are spaced from thirty-one to forty-five feet apart. The interior columns carry as much as eleven hundred square feet of floor at each level. Fig. 1 shows the cross section of the maximum column shaft used with an area of 950 square inches of steel. Note that the shape of the column, twice as deep as it is wide, represents an ideal solution for making a compression member to be strong in bending about one axis. Figs. 2, 3 and 4 show a typical detail for moment connections in an upper story. They illustrate how certain of the laminated cover plates were extended as gussets to engage the floor girders which are

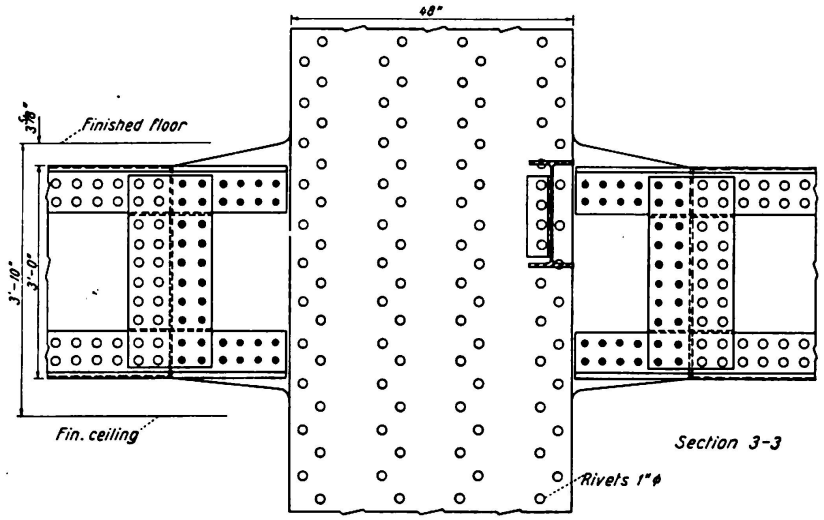


Fig. 3.

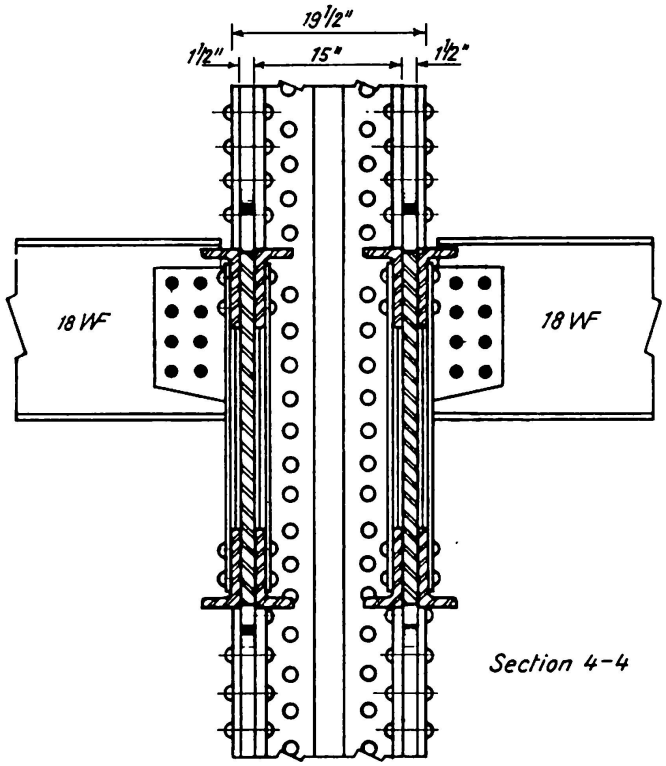


Fig. 4.

36 inches deep for the normal 12′–7″ stories and 48 inches deep where the stories are higher.

The lesser wind problem in the long direction of the structure was taken care of by using double angle knee braces along the two interior column lines. This bracing is encased and hidden by the partitions enclosing the elevators, stairs, shafts and utility rooms.

Case II

This is a relatively square fifty three story tower and the wind pressure in each direction is approximately the same. Figs. 5, 6 and 7 show a typical interior condition where moment connections were required on all four faces

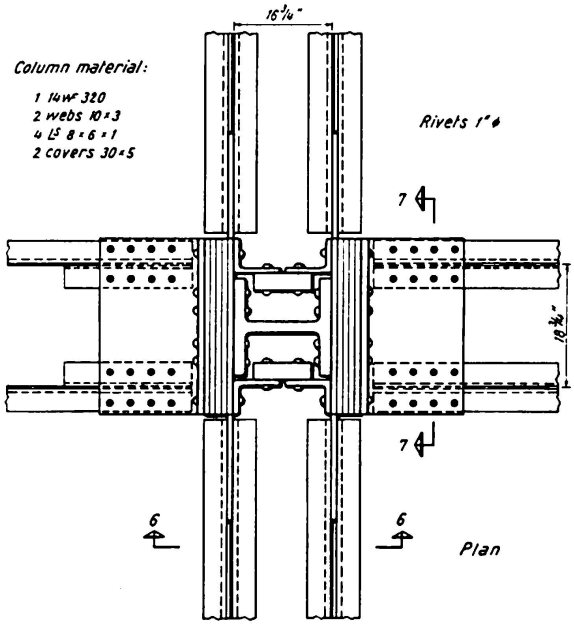


Fig. 5.

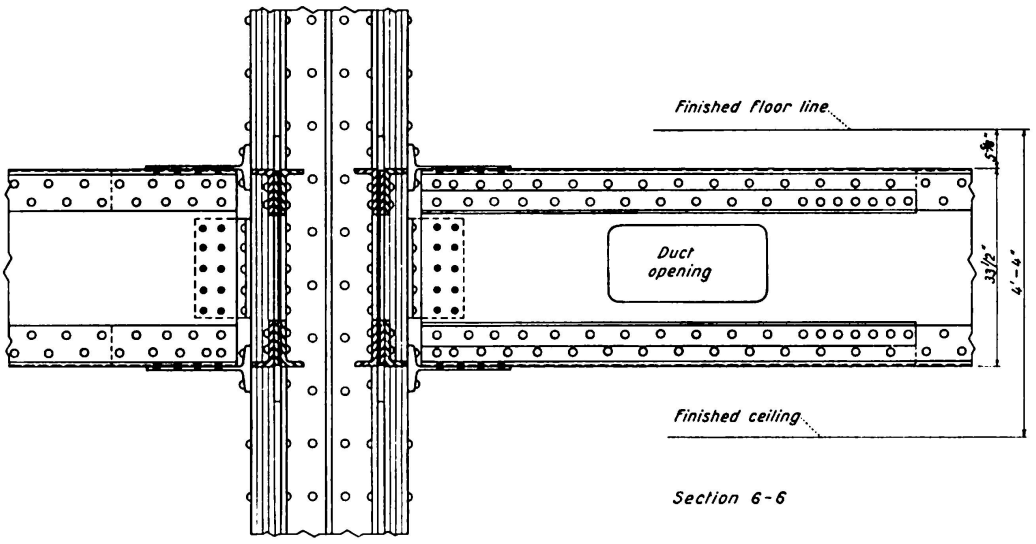


Fig. 6.

of the column. The spans varied from twenty to forty feet and rectangular openings in the girder webs allowed the horizontal ventilating ducts to be kept within the 33 inch depth of steel girders.

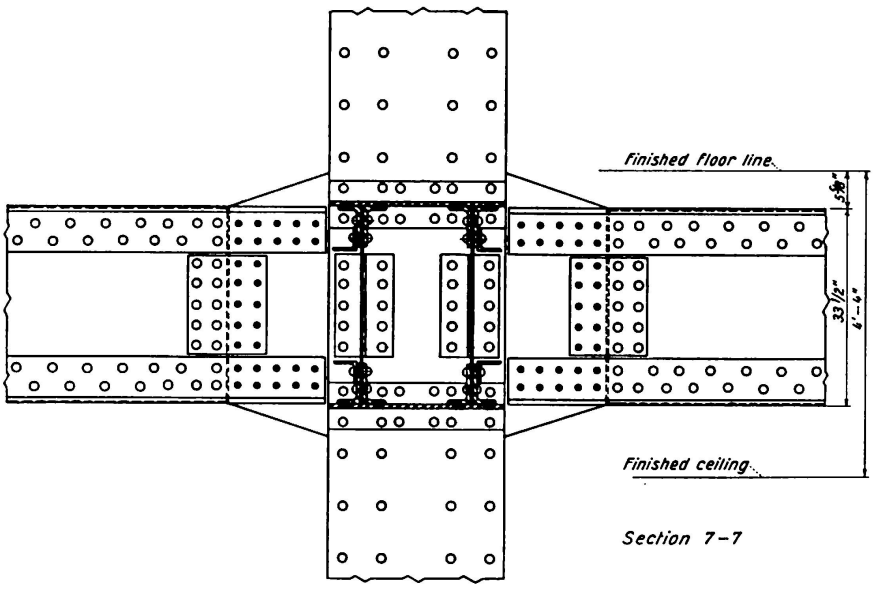


Fig. 7.

Case III

This is a forty-three story tower $167' \times 147'$ in plan. Here the wind treatment is kept entirely within the $42' \times 109'$ central core area and no moment connections of the surrounding office floor framing were required. The core is a braced tower by virtue of a system of interdependent trusses and knee braces in both directions. This bracing is economical of steel and is acceptable architecturally as it is entirely hidden and fireproved by enclosure walls and partitions. The floor area outside of the core is supported by simple beam and girder framing. Since these members were free of any wind stress considerations, filler beams were 16″ deep and girders 21″ deep on approximately 28 ft. spans. Air conditioning ducts diverge from large vertical distribution shafts in the core and pass under the structural framing to properly located diffusers. A cross section through the typical floor construction would reveal a 1″ cement topping on $3^1/_2$″ lightweight fill; a 5″ lightweight concrete mesh reinforced slab supported on structural steel members encased in concrete; 8″ deep air conditioning ducts and 3″ of ceiling construction. The total dimension from finished floor to finished ceiling is 3′—5″. The architects set the clear ceiling height at 8′—10″ and a typical story height of 12′—3″ resulted.

Fig. 8 shows the typical tower framing plan. Figs. 9 and 10 are cross section diagrams of the tower framing. Fig. 11 is a cut-away perspective of the skeleton of this tower.

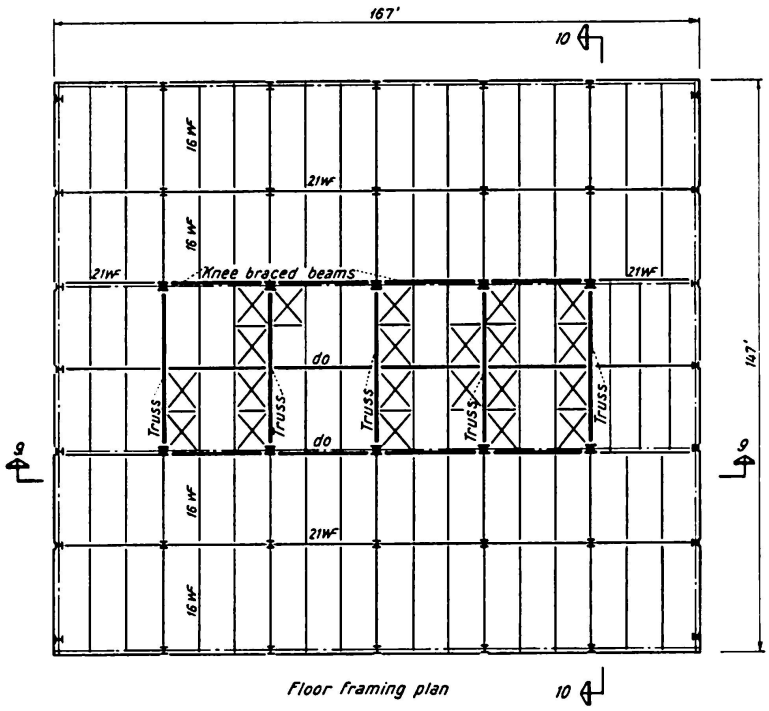


Fig. 8.

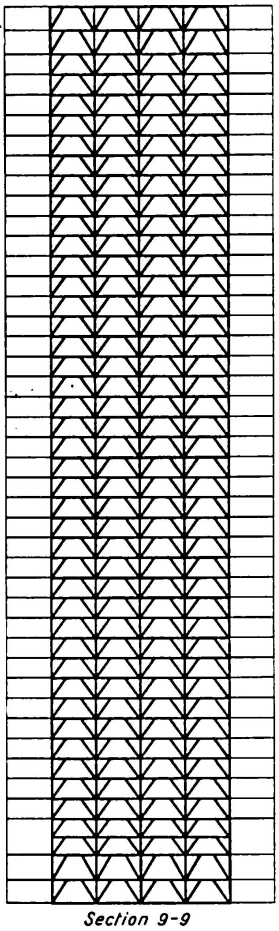


Fig. 9.

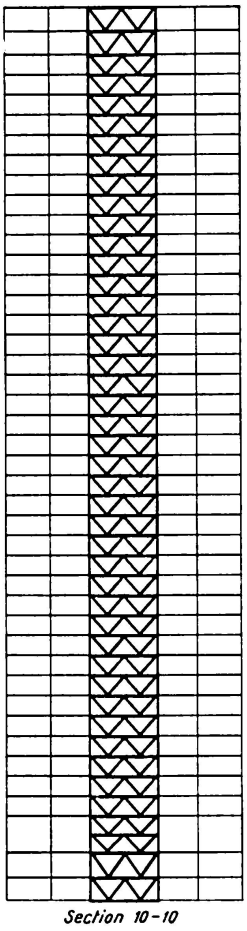


Fig. 10.

These three examples serve to illustrate the variety there is to the solutions that are to be found in answer to problems common to all buildings that tower above the ground; buildings that in a sense are vertical cantilevers that must withstand dynamic horizontal forces. There is no preferable form of wind bracing. The engineer must devise a scheme that he considers best suited for the particular problem at hand. He may decide that only certain selected bents are to withstand the shear. He may decide to use moment connections or cross braced panels or combinations of the two that will be proportioned to act in concret.

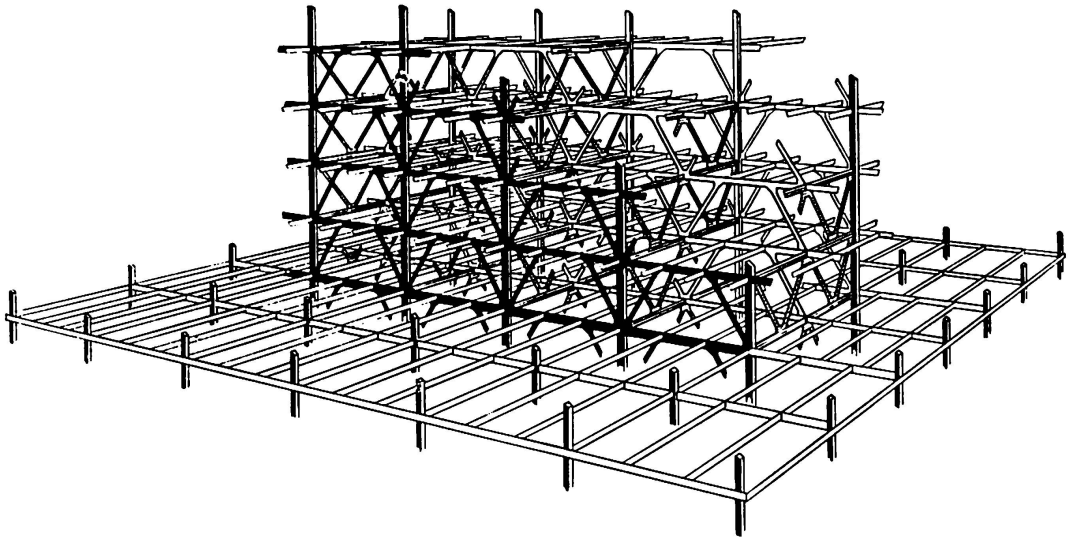


Fig. 11.

Once a project is started, as little time as possible is allowed for exhaustive study or involved comparison of various schemes. A firm sure hand must map the course to be followed. A tiered building is designed from the top down but, of course, will be built from the bottom up. Where high buildings are planned, the land values are likewise high, and the planners are urged to speed their work so that a return on investment will start at the earliest possible date. Usually high towers are planned for areas already congested, and the land selected is being currently put to some commercial use. There is no advantage to starting to excavate before the foundations are designed. The column loads and locations must be determined accurately to permit the commencement of work at the site.

A most important feature of the steel design is the column schedule. It has been found generally most advantageous and economical to splice all columns at every second story in order to reduce the number of pieces and thus the milling and splicing. Every third story has been tried in some few instances, but after consideration, it has been discarded as a practice. It piles too much material on the deck if three tiers of beams are to be sorted after delivery. On the other hand, such considerations as an abrupt increment of load, as an

occasional high story, or exceptionally heavy weight of pieces may dictate the use of one story column shafts. This was the case in the lower stories of the structure cited in Case I, where the lifting capacity of the heaviest derrick equipment obtainable forced the designing engineer to limit the lengths of the shafts to be handled during erection.

It is impossible to describe herein all the items involved in the design of tiered buildings. The engineer must delineate the comprehensive scheme, largely imaginative in the early stages, and this must be followed up by the more detailed work of computing and draughting. Led by the structural engineer, his staff of technicians produce plans and schedules which complete the steel design. The structural steel contractor to whom the fabrication is awarded must then make shop details of every piece, and these details must be submitted to the engineer for his corrections and final approval. This is an important part of the engineers work and needs thoughtful care. Besides being a check upon the accuracy of the contractor's interpretation of the design, it furnishes the engineer a final opportunity to appraise his own work.

Participating in the design of a modern skyscraper is a rewarding experience. Looking up at a completed building, one cannot be but proud of man's accomplishment and especially of the part played by the Engineer in such an achievement.

In 1890, the poet, Rudyard Kipling wrote about the ancient subject of art. One verse referred to the building of the Tower of Babel.

"They builded a tower to shiver the sky and wrench the stars apart,
Till the Devil grunted behind the bricks: 'It's striking, but is it art?'
The stone was dropped by the quarry side, and the idle derrick swung,
While each man talked of the aims of art, and each in an alien tongue."

Thus the first attempt of men to attain a structural height was a failure due to their inability to cooperate. We are learning by experience. May we work together in harmony and with understanding.

Summary

This paper on the Practice of Design in the United States is more philosophic than scientific. The technical aspects of the subject are too well known, varied and intricate to receive more than passing reference. Taking for granted that the readers are schooled in the fundamentals, herein are treated the pertinent points that particularly apply to high buildings and to the role of the engineer in his handling of the problems involved. Engineers are regarded as men who compute. Attention is not generally paid to the extent to which they have first to conceive what they will figure. By generating original ideas and conforming to the laws of nature within the boundaries of economy, the

designer displasy his genius. The high steel structure requires, in full measure, the best efforts of the profession in the practice of design as an art.

Résumé

Cet article, qui traite de l'étude des immeubles à étages multiples aux Etats-Unis, est plus philosophique que scientifique. Les aspects techniques du sujet sont trop connus, trop variés et trop complexes pour recevoir plus qu'une mention au passage. Les lecteurs, que nous supposons instruits des notions de base, trouveront traitées ici les questions les plus importantes relatives particulièrement aux immeubles élevés et au rôle de l'ingénieur dans la façon de résoudre les problèmes que cela implique. On considère les ingénieurs comme des personnes qui font des calculs. On oublie trop souvent jusqu'à quel point ils doivent concevoir d'abord ce qu'ils calculeront ensuite. C'est en émettant des idées originales et en les conformant aux lois de la nature dans les limites de l'économie que l'auteur d'un projet montre son génie. Les ossatures élevées en acier exigent que l'on applique à leur étude toutes les ressources de la technique et de l'art de l'ingénieur.

Zusammenfassung

Dieser Bericht über statische Berechnungen in den Vereinigten Staaten von Amerika ist mehr philosophisch als wissenschaftlich. Die technischen Aspekte sind zu gut bekannt, zu verschiedenartig und zu kompliziert und können daher nur am Rande erwähnt werden. Unter der Voraussetzung, daß die Leser mit den Grundlagen vertraut sind, werden in diesem Bericht die Schwierigkeiten behandelt, die besonders bei der Berechnung von Hochhäusern auftreten und die Rolle des Ingenieurs bei der Handhabung der verschiedenen Probleme. Ingenieure werden als Männer betrachtet, die Berechnungen aufstellen. Im allgemeinen wird der Tatsache viel zu wenig Aufmerksamkeit gewidmet, wie weit sie zuerst gestalten müssen, was sie anschließend berechnen. Bei der Schöpfung von neuen Ideen und deren Anpassung an die Naturgesetze, in den Grenzen der Wirtschaftlichkeit, zeigt der Entwerfer seinen Genius. Die statischen Berechnungen von Stahlkonstruktionen für Hochhäuser sind zur Kunst geworden und erfordern im höchsten Maße die größten Anstrengungen des Ingenieurberufes.

III a 6

Structural Experiments on a Building of Composite Design

Essais pratiques sur un ouvrage de conception mixte

Versuche am Tragwerk eines Gebäudes in Verbundbauweise

S. R. SPARKES J. C. CHAPMAN A. C. CASSELL

Introduction

The major expansion of Imperial College, London, involves the construction of a number of new buildings. Where it seems appropriate the opportunity is being taken to carry out structural experiments on the buildings. Some short-term tests on a minor building have already been described [1], and the present paper describes experiments on part of the new building for Mechanical Engineering.

The building is of rather unusual construction, having castellated steel beams which are designed to act compositely with the floor slabs. The first stage of the building (figs. 1 and 2) will be occupied towards the end of 1959, and consists of a main spine having nine floors, with two six-storey spurs joined by a lower laboratory block. The spine has a reinforced concrete core containing the lifts and staircases, and a single bay steel framework with simply supported composite beams; the laboratory link is of steel portal construction. To ensure composite action between beam and slab, welded stud shear connectors are provided.

In the spine the beam-column connexions were made by clearance bolts to bottom brackets and web cleats. In the portals, site welded joints were made in the beams at about one fifth of their span from the columns. Column splices were site welded.

The investigation was planned to give information on the stresses in selected beams and columns due to erection of the steelwork, during and after the casting of the concrete slabs and encasement, and subsequently during the life of the building. This paper includes measurements made almost

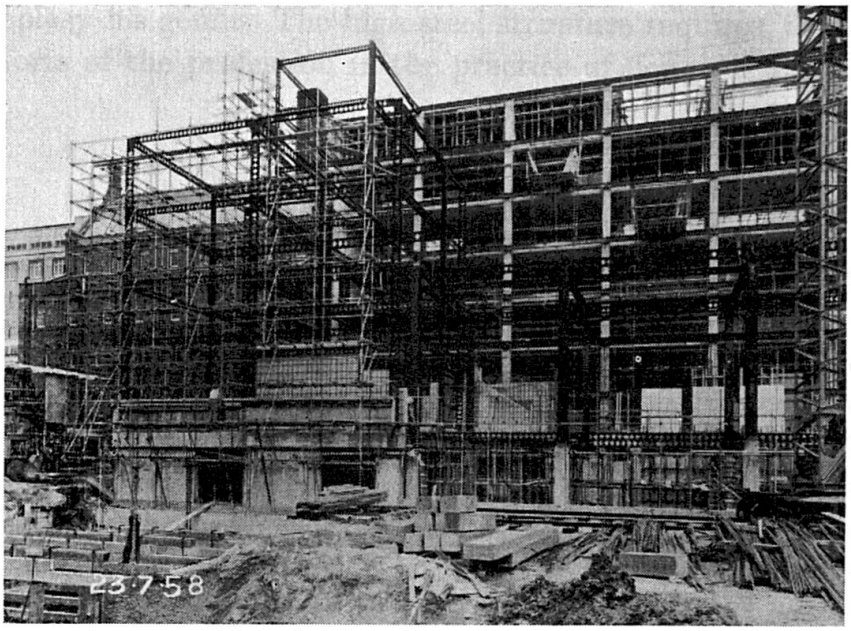


Fig. 1. Mechanical Engineering. Building Stage 1. Imperial College.

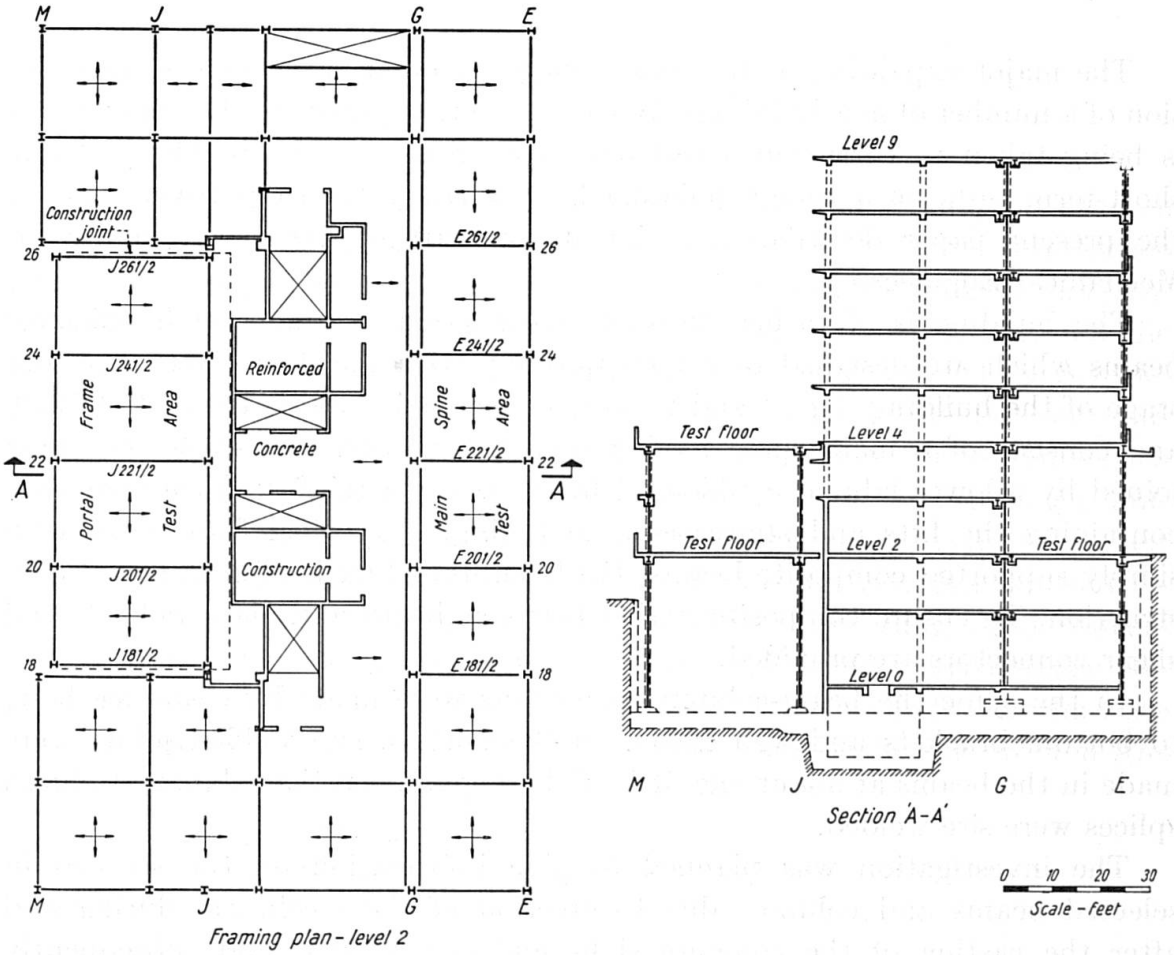


Fig. 2. Mechanical Engineering Building Stage 1. Imperial College.

up to completion of the building. Short-term live loading tests were also made to study beam and slab interaction, and since these tests were necessarily non-destructive, parallel laboratory tests to failure are proceeding, but these are not reported in the present paper.

Instrumentation and Live Loading

Strain gauges were required to be of robust construction and to have long term stability, and for these reasons vibrating wire gauges were chosen. The gauge [2] is shown in fig. 3, and incorporates welded studs for fixing the taut wire, the electro magnet, and the cover. The gauges were fixed to the steel members and sealed in the laboratory before erection, and wire frequencies were recorded with the members in a stressfree condition; this measurement provided the datum to which later strain measurements were referred. Fig. 4 shows gauges mounted on the flanges of a beam, and the disposition of the gauges is shown in fig. 5.

Deflexions of beams and slabs under live loading were measured by dial gauges relative to tensioned wires spanning between columns, contact with the wire being detected electrically. Any settlement of the columns will be measured

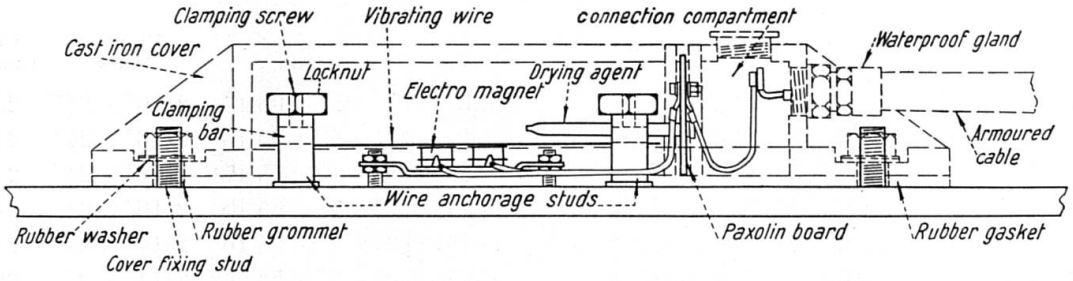


Fig. 3. Strain Gauge Assembly.

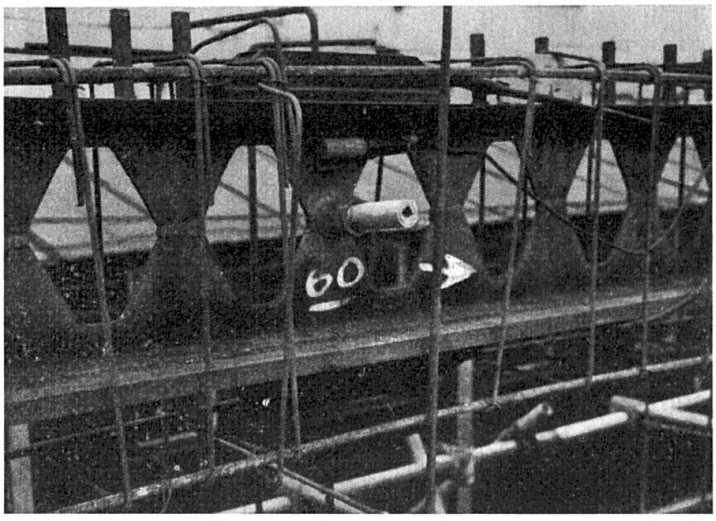
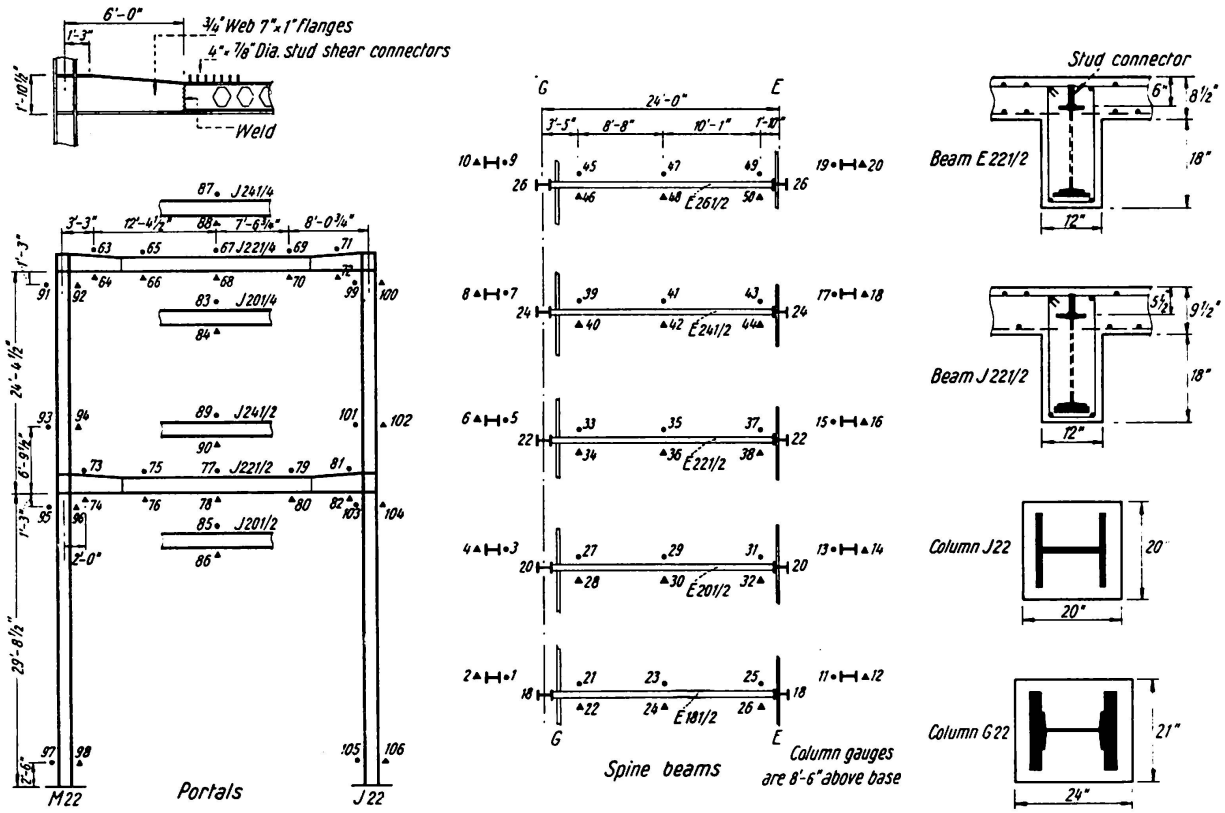


Fig. 4. Castellated Beam with Shear Connectors, Strain Gauges and Resistance Thermometer.



Beam	Section	Flange Plate	Depth below concrete
E 181/2	18″ × 5″ × 32 lb C.	1/7″ × ¾″	5½″
E 201/2	18″ × 5″ × 32 lb C.	1/8″ × ⅜″	6″
E 221/2	18″ × 5″ × 32 lb C.	1/8″ × ½″	6″
E 241/2	18″ × 5″ × 32 lb C.	1/8″ × ⅝″	6″
E 261/2	18″ × 5″ × 32 lb C.	1/8″ × ⅝″	6″
G 200/2	12″ × 6″ × 44 lb	2/8″ × ¾″	2″
E 200/2	12″ × 4″ × 18 lb C.	1/8″ × 1″	6″
J 201/4	18″ × 5″ × 32 lb C.	1/8″ × ⅞″	6″
J 221/4	18″ × 5″ × 32 lb C.	1/8″ × ⅞″	6″
J 241/4	18″ × 5″ × 32 lb C.	1/8″ × ¾″	6″
M200/4	12″ × 4″ × 18 lb C.	1/8″ × ¾″	6″
M220/4	12″ × 4″ × 18 lb C.	1/8″ × ¾″	6″
J 200/4	12″ × 4″ × 18 lb C.	1/8″ × ⅞″	6″
J 220/4	12″ × 4″ × 18 lb C.	1/8″ × ⅞″	6″
J 201/2	18″ × 6″ × 44 lb C.	1/7″ × 1″	5½″
J 221/2	18″ × 6″ × 44 lb C.	1/7″ × 1″	5½″
J 241/2	18″ × 6″ × 44 lb C.	1/7″ × 1″	5½″
M200/2	15″ × 4½″ × 25 lb C.	1/7″ × ⅝″	5½″
M220/2	15″ × 4½″ × 25 lb C.	1/7″ × ⅝″	5½″
J 200/2	15″ × 6″ × 40 lb C.	1/7″ × 1″	5½″
J 220/2	15″ × 6″ × 40 lb C.	1/7″ × 1″	5½″

Column	Section	Flange Plate	Concrete Encasement
G 18	12″ × 8″ × 65 lb	2/16″ × 2¾″	24″ × 21″
G 30	12″ × 8″ × 65 lb	2/16″ × 2⅜″	24″ × 21″
G 22	12″ × 8″ × 65 lb	2/16″ × 2½″	24″ × 21″
G 24	12″ × 8″ × 65 lb	2/16″ × 2⅛″	24″ × 21″
G 26	12″ × 8″ × 65 lb	2/16″ × 2⅜″	24″ × 21″
E 18	10″ × 8″ × 55 lb	2/14″ × 2″	20″ × 20″
E 20	10″ × 8″ × 55 lb	2/14″ × 2″	20″ × 20″
E 22	10″ × 8″ × 55 lb	2/14″ × 2″	20″ × 20″
E 24	10″ × 8″ × 55 lb	2/14″ × 2″	20″ × 20″
E 26	10″ × 8″ × 55 lb	2/14″ × 2⅛″	20″ × 20″
M22	12″ × ⅝″ web	2/15″ × 1⅛″	20″ × 20″
J 22	12″ × ⅝″ web	2/15″ × 1⅛″	20″ × 20″

Slabs and Reinforcement

Spine level 2 8½″ slab
- ⅝″ dia. bars at 6″ c's parallel to E 221/2
- ¾″ dia. bars at 6″ c's parallel to E 220/2

Portals level 4 9½″ slab
- ¾″ dia. bars at 7½″ c's parallel to J 221/4
- ¾″ dia. bars at 6″ c's parallel to J 220/4

Portals level 2 9½″ slab
- ¾″ dia. bars at 6″ c's parallel to J 221/2
- ¾″ dia. bars at 4½″ c's parallel to J 220/2

Slab reinforced by 4 No. r.c. beams spanning parallel to J 221/2 overall size 25½″ × 7″ reinforced by 2 No. ½″ bars.

Fig. 5. Distribution of Gauges; Beam and Column Details.

by precise levelling to a datum sufficiently far from the site to be unaffected by building operations.

Temperatures at ten points in the structure were measured by resistance thermometers embedded in the concrete. As a check on the resistance thermometers, access tubes were provided to enable a tip actuated mercury thermometer to be passed through the concrete encasement to the steelwork.

Live loading consisted of 120 oil drums filled with bricks which were to be used in the building. The drums, which weighed about 0.25 ton each, were placed in position by fork lift trucks. Live loads were applied at level 2 in the spine and at levels 2 and 4 in the portal structure. Fig. 6 shows a bay of the main spine carrying a load of 30 tons.

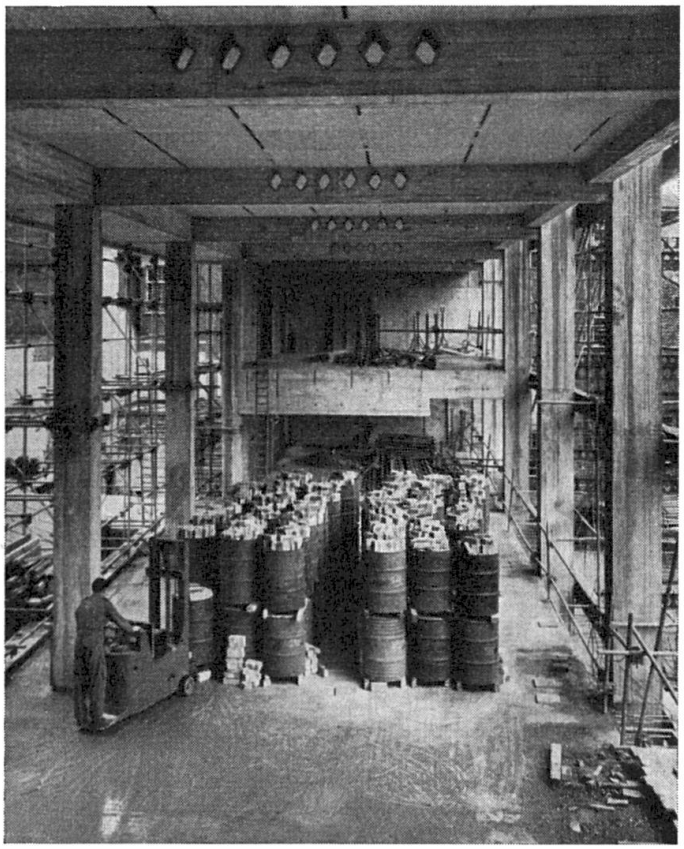


Fig. 6. Test Load 5, Main Spine.

Results

Fig. 7 shows stress histories for the spine columns, the strain being measured on the flange centre lines 8 feet 6 inches above the column bases (fig. 5). The stress plotted at zero time is the stress for the steelwork fully erected and concrete cast up to level 2, whilst the final reading plotted (twelve months later) corresponds to the structure nearing completion. An erection calendar is as follows:

Main Spine

5 December	1957	Gauges 1—20 fixed to columns.
12 December	1957	Gauges 21—62 fixed to beams.
8 January	1958	Steel erected to level 2.
13 January	1958	Steel erected to level 4.
27 January	1958	Steel erected to level 6; columns 22—26 encased to level 1; welding completed to level 4.
18 February	1958	Level 1 floor slab concreted.
11 March	1958	Level 2 floor slab concreted.
11 April	1958	Shutters removed from level 2 slab; level 4 concreted with shutters supported from level 2.
May	1958	Live load tests 1—5.
2 September	1958	Concreting completed to level 9.
25 March	1959	Most walls built; no floor finish.

Portals

10 February	1958	Gauges 63—106 fixed.
14 May	1958	Steel erected and welded.
14 August	1958	Columns encased to level 2.
2 September	1958	Level 2 concreted.
		Level 4 concreted.
November	1958	Live load tests 6—9.
24 March	1959	Most walls built; no floor finish.

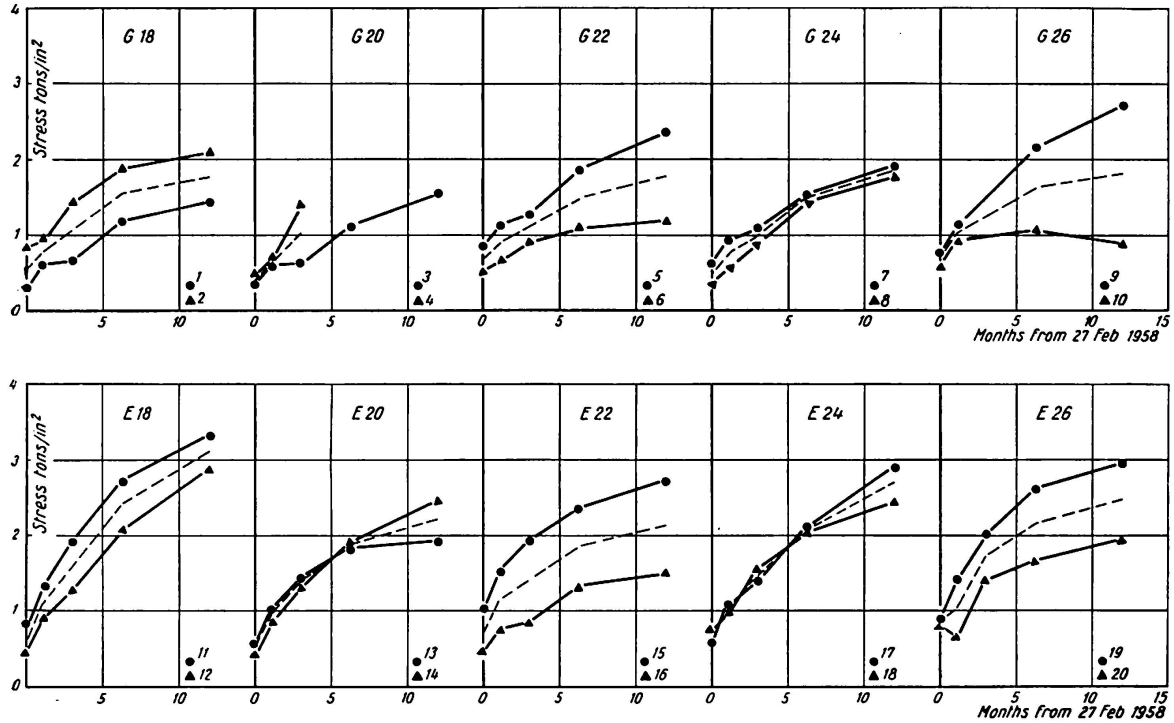


Fig. 7. Stress Histories for Spine Columns.

Note: The Location of Columns and Gauges is given in Fig. 5.

The mean stress increases as the construction proceeds, and in general the bending stress is not large. At 2 September 1958 the dead load acting on each of the columns was about 155 tons. Average steel stresses were calculated on the alternative assumptions that the steel alone carries load and that the steel and concrete act compositely. A comparison between average calculated and measured stresses can then be made:

	E. Columns tons/in²	G. Columns tons/in²
Calculated stress for steel only acting	2.15	1.49
Calculated stress for composite action, $m = 15$	1.62	1.19
Measured stress	2.07	1.52

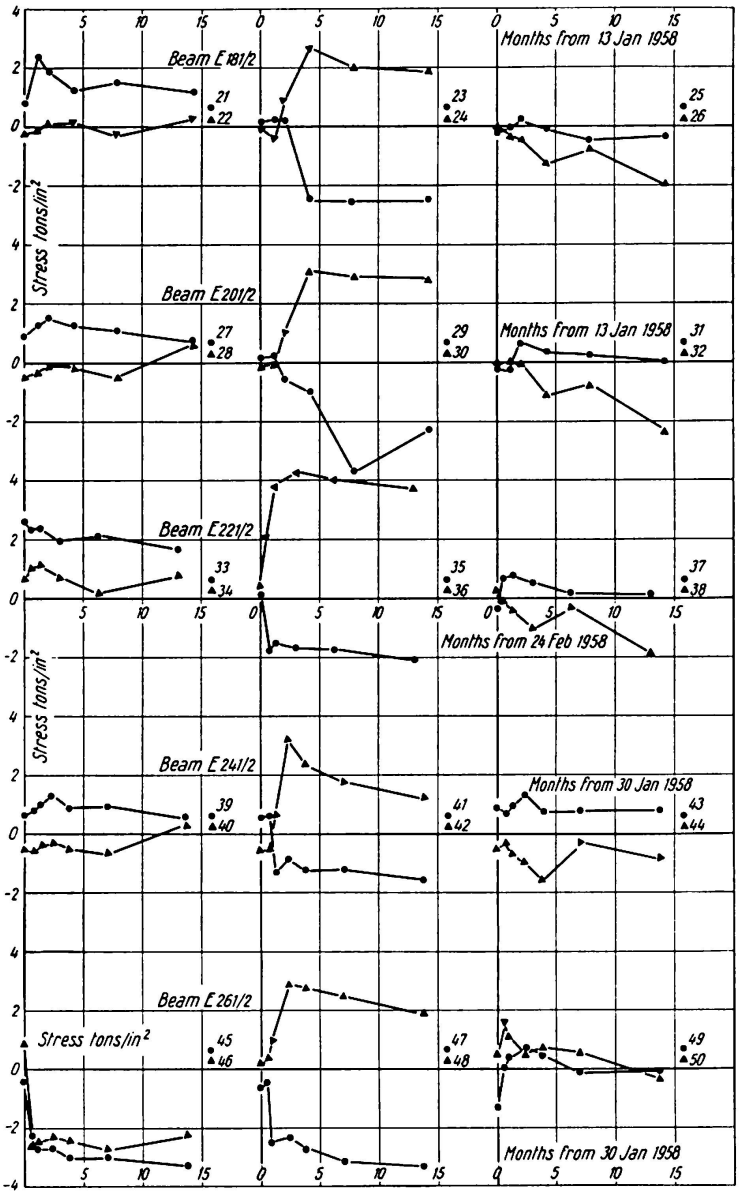


Fig. 8. Stress Histories for Spine Beams.

Note: The Location of Beams and Gauges is given in Fig. 5.

It appears from these measurements that so far the concrete has made no contribution to the direct compressive strength of the column. The gradual increase in measured stress, and the general similarity between the growth of stress in all the columns, gives confidence that the gauges are registering correctly.

Fig. 8 shows stress histories for the beams of the spine. The first readings plotted were taken when the steel frame was erected beyond level 2. Over the next four months readings were taken at different stages during erection. Approximately four months after the first readings were taken, the concrete in the test area had been placed, and the readings at this stage represent the stresses in the steel due to most of the dead load (only the floor finishes and partition walls were to be added later). Over the next ten months, when there is little change in load, there is generally little change in stress, except for a tendency for the compressive stresses in the mid beam section to increase and the tensile stresses to diminish, probably due to shrinkage. Readings near the ends of all beams except E 261/2 indicate some restraining moments, the stresses in the top flange being more tensile than the stresses in the lower flange. In most beams there is a net indicated tension or compression in the steel; gauges 45 and 46 for example indicate net compression, and this cannot be explained in terms of applied loading or shrinkage; nor indeed can it be due to the relief of locked up stresses by site welding because this had been completed before the readings were taken.

The average measured mid span stresses for the six beams due to the dead

Table I

	Compression Flange tons/in²	Tension Flange tons/in²
Measured stresses	1.9	3.1
Calculated stresses		
1. Steel beam only effective, simply supported ends	11.4	5.8
2. Steel beam only effective, rigidly connected to columns	4.0	2.0
3. Composite T-beam, simply supported ends, $m = 15$, concrete cracked	0.1	4.3
4. Composite T-beam, rigidly connected to columns, $m = 15$, concrete cracked	0	1.8
5. Composite T-beam, simply supported ends, $m = 15$, concrete uncracked	0.4	2.4
6. Composite T-beam, rigidly connected to columns, $m = 15$, concrete uncracked	0.2	1.1
7. Composite T-beam, simply supported ends, $m = 100$, concrete cracked	2.6	4.8
8. Composite T-beam, rigidly connected to columns, $m = 100$, concrete cracked	1.0	1.9
9. Composite T-beam, simply supported ends, $m = 100$, concrete uncracked	2.6	4.4
10. Composite T-beam, rigidly connected to columns, $m = 100$, concrete uncracked	1.0	1.8

weight of the concrete slab and encasement are compared with the stresses calculated according to various assumptions in table I.

For the composite beam calculations it has been assumed that the flange breadth is 8 feet (one third of the span). The slab weight has been taken as being distributed according to 45° lines drawn from its corners, with a triangular load distribution on the beams.

Strain measurements taken during and immediately after the pouring of the concrete have shown that the shuttering is not completely effective in carrying the weight of the concrete, and load which is transferred to the beam at this stage will be carried by the steel alone and not by the composite T-beam. On the other hand, if after removal of the shutters the whole dead load were carried by the steel alone, then the compressive stress would be nearly twice as high as the tensile stress, and this is not the case. The behaviour is further complicated by the joint rigidity (which probably increases as the concrete hardens) and by shrinkage (which induces compression in the top flange). In these particular beams the behaviour under dead load is to some extent expressed by assuming an increased value of modular ratio (such as $m = 100$) and some degree of joint rigidity; when the shutters are removed the actual value of m is of course much smaller.

Stress histories for the portal columns and beams are shown in figs. 9 and 10. The average calculated and measured axial stresses in the lower storey of columns M 22 and J 22 are:

	tons/in²
Calculated stress for steel only acting	1.6
Calculated stress for composite action, $m = 15$	1.1
Measured stress	1.3

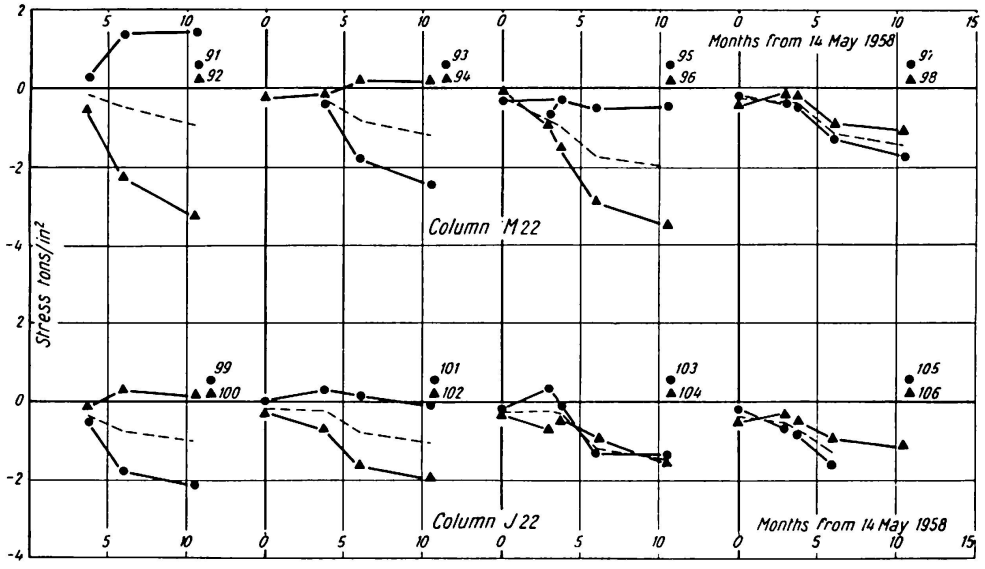


Fig. 9. Stress Histories for Portal Columns.

Note: The Location of Columns and Gauges is given in Fig. 5.

The measured mean stress at gauges 95 and 96 is higher than at 97 and 98, although the applied load is slightly smaller.

A comparison with calculated stresses of the average measured midspan beam stresses due to dead load for the three portals is:

Table II

	Compression Flange tons/in²	Tension Flange tons/in²
Level 4		
Measured stresses	0.1 (tension)	3.9
Calculated stresses		
1. Composite T-beam, $m=15$, concrete cracked	0.1	3.9
2. Composite T-beam, $m=15$, concrete uncracked	0.4	2.6
Level 2		
Measured stresses	0.9	3.7
Calculated stresses		
1. Composite T-beam, $m=15$, concrete cracked	0.3	3.2
2. Composite T-beam, $m=15$, concrete uncracked	0.3	2.2

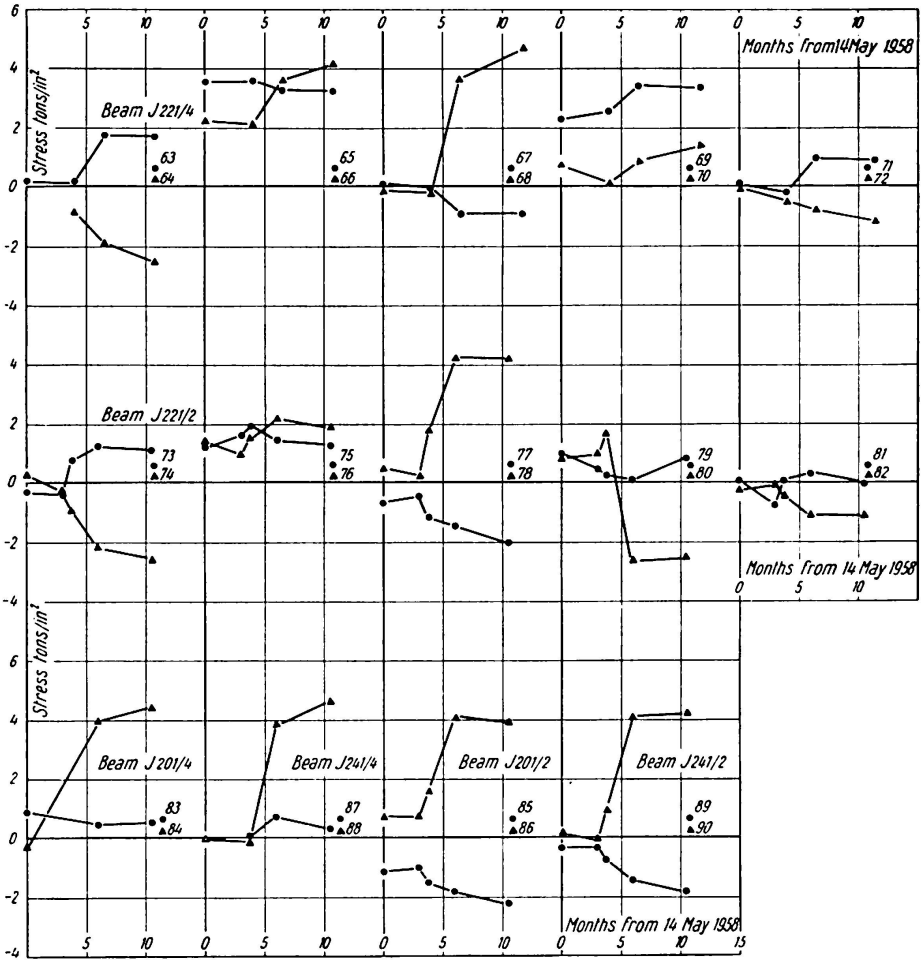


Fig. 10. Stress Histories for Beams in Portal Structure.

Note: The Location of Beams and Gauges is given in Fig. 5.

In the portal beams the compression flange stress is small, indicating that the dead load is carried compositely.

There is little evidence of bending near the feet of the portals (gauges 97, 98, 105 and 106). There is less bending at levels 4 and 2 in column J 22 than in M 22 (compare curves for gauges 99 to 104 with gauges 91 to 96) and there is less restraint at the ends of the beams connected to stanchion J 22 than to stanchion M 22 (compare curves for gauges 71, 72, 81 and 82 with 63, 64, 73 and 74). The reason for this lack of symmetry in behaviour is not apparent.

The first points plotted are for the steelwork erected and welded, but with no concrete placed. It is noticeable that considerable erection and welding stresses can be produced. The stresses at gauges 65, 66 and 69 for example, which occur near site welded connexions, were over 2 tons/in^2 before any concrete was placed.

The uniformity of the mid span tensile stresses in the six portal beams (gauges 84, 68, 88 and 86, 78 and 90) gives confidence in the measurements taken.

Table III

Main Spine, Live Load Tests

	Tests 1 and 2		Tests 3 and 4		Test 5	
	Tension Flange tons/in^2	Deflexion ins	Tension Flange tons/in^2	Deflexion ins	Tension Flange tons/in^2	Deflexion ins
Measured	0.53	0.014	0.71	0.020	0.80	0.020
Calculated						
1. $m = 15$, concrete cracked	0.53	0.017	0.85	0.024	1.26	0.037
2. $m = 5$, concrete cracked	0.50	0.014	0.80	0.019	1.19	0.029
3. $m = 15$, concrete uncracked	0.32	0.008	0.52	0.012	0.77	0.018
4. $m = 5$, concrete uncracked	0.17	0.006	0.28	0.008	0.42	0.013

Portal Frames, Live Load Tests

	Test 6		Test 7		Test 8		Test 9	
	Tension Flange tons/in^2	Deflexion ins	Tension Flange tons/in^2	Deflexion ins	Tension Flange tons/in^2	Deflexion ins	Tension Flange tons/in^2	Deflexion ins
Measured	1.29	0.058	2.42	0.084	0.84	0.037	1.32	0.060
Calculated								
1. $m = 15$, concrete cracked	2.81	0.124	4.46	0.200	2.30	0.099	3.65	0.159
2. $m = 5$, concrete cracked	2.46	0.091	3.92	0.148	2.06	0.075	2.99	0.115
3. $m = 15$, concrete uncracked	1.88	0.097	3.00	0.157	1.60	0.080	2.53	0.129
4. $m = 5$, concrete uncracked	1.00	0.049	1.60	0.080	0.88	0.038	1.40	0.068

The distribution of live loading, and the meaured deflexions and stresses, are shown in fig. 11. The loads were of the same order as those assumed in design (100 lb/ft² live load plus 50 lb/ft² floor finishes); for example, the load intensity for tests 3 and 4 was 140 lb/ft².

If it is assumed that the measured deflexions and stresses due to loads on

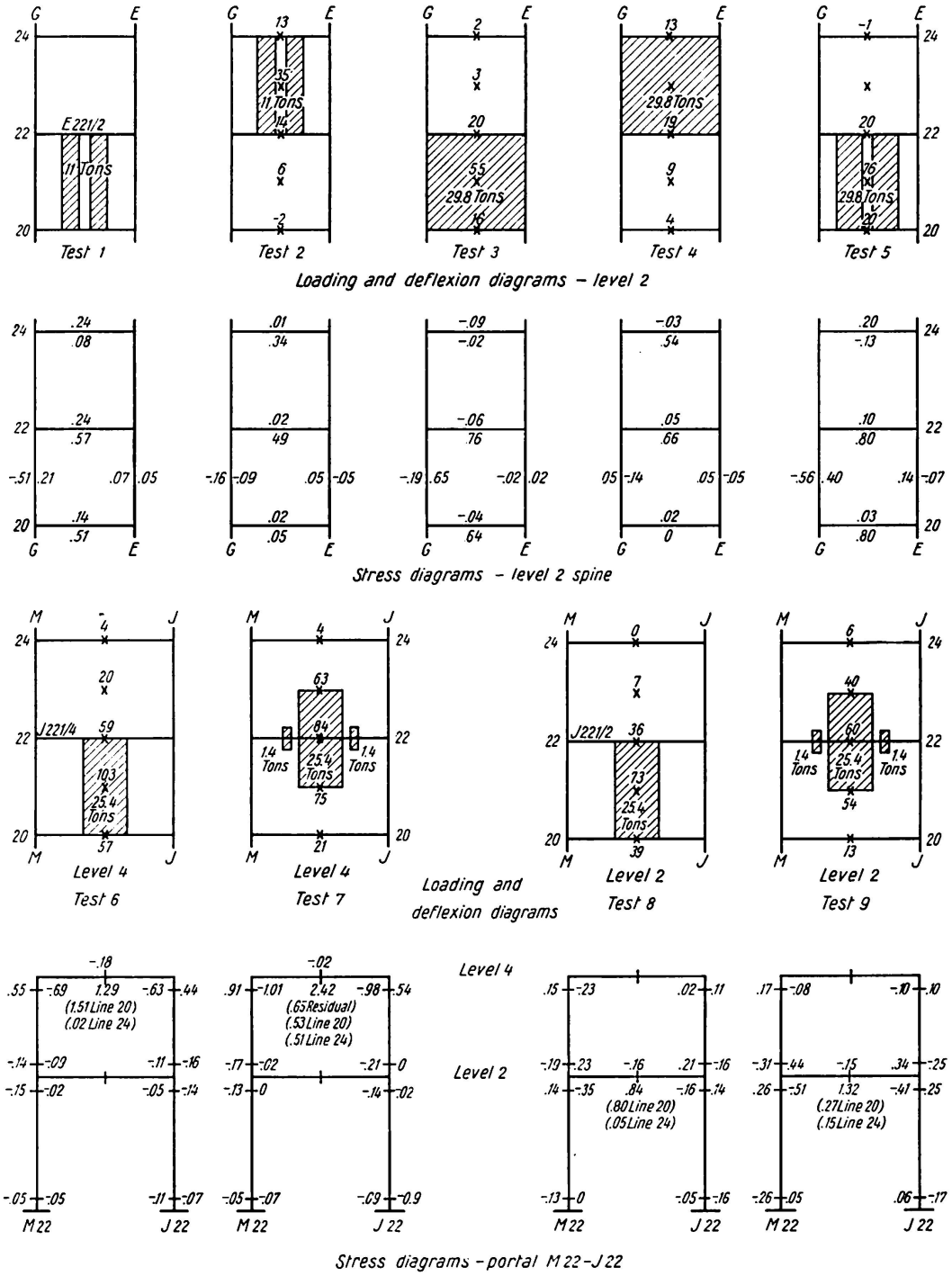


Fig. 11. Live Loading Test Results.

Notes: The Location of Beams and Columns is given in Fig. 5.
Deflexions are Inch × 10^{-3}. Stresses are Ton/Inch².

adjacent panels can be superimposed, and that loads applied on more remote panels would have no effect on the central beam (221), then the measured values can be compared with half the values calculated on the assumption that all beams are loaded (Table III). It has been assumed that composite T-beams are rigidly connected to the columns, the concrete being considered alternatively as resisting tension or as having no tensile strength. For tests 7 and 9, the calculated values have been reduced by 25% to allow for the spread of load to adjacent beams.

In the main spine the measurements are seen to be reasonably interpreted by assuming $m = 5$, the concrete having no tensile strength.

In the portals the measured values lie between those calculated assuming m to be 5 and 15, the concrete having tensile strength.

Summary of Results

1. Stresses due to erection and welding up to 3 tons/in^2 and due to dead loading up to 4 tons/in^2 were measured.
2. In the main spine columns, where heavy steel sections were used, the dead load stresses were approximately those calculated for the non composite section. In the portals, where the steel sections were lighter, there was evidence of some composite action under dead load.
3. The behaviour of beams in the main spine under dead load indicated that only part of the weight of concrete being placed was taken by the shuttering. In the portals the full dead load was taken by the composite section.
4. In the live load tests on the spine and portals the beams behaved as fully composite sections.

Acknowledgements

The authors are greatly indebted to Mr. H. WILSON, the designer of the building, and to the contractors, Messrs. J. Jarvis & Sons Ltd., for their active co-operation at all stages of the programme. They are particularly grateful to Mr. BRANNAN and Mr. NEALE and to other technicians of the Civil Engineering Department, Imperial College, who were responsible for much of the work connected with the tests.

Finally, they would like to express their thanks to the British Constructional Steelwork Association who greatly encouraged and helped to sponsor the work.

References

1. S. R. SPARKES and J. C. CHAPMAN, "Some recent investigations on building structures". RILEM Symposium, October 1955.
2. J. C. CHAPMAN, "Stud Welded Vibrating Wire Strain Gauge". The Engineer, October 24, 1958.

Summary

Experiments are described on the new Mechanical Engineering Building at Imperial College, London. The building is steel framed, with Castella beams which are designed to act compositely with the floor slabs, interaction being assured by welded stud shear connectors. Strain measurements on the steelwork were made as the construction proceeded and also during live load tests.

Dead load stresses in the columns corresponded to those calculated on the assumption that the concrete encasement was inoperative or partly operative. The action of the beams was partly composite under dead load and wholly composite under live load. Erection and welding stresses up to 3 tons/in^2 were measured.

Résumé

Les auteurs décrivent les essais qui ont été effectués sur le nouveau bâtiment de Mécanique Industrielle de l'Imperial College, à Londres. Il s'agit d'un ouvrage à charpente métallique, avec poutres à âme découpée projetées comme poutres mixtes. La coopération entre les poutres et les dalles de plancher est assurée par des chevilles soudées travaillant au cisaillement. Des mesures de contrainte ont été effectuées sur cette charpente au fur et à mesure de la construction ainsi qu'au cours des essais en charge.

Les contraintes dues au poids propre dans les poteaux correspondent aux contraintes calculées, dans l'hypothèse d'une inefficacité ou d'une efficacité partielle de l'enrobage en béton. Sous la charge du poids propre les poutres jouent partiellement en poutre mixte tandis que cette action est réalisée entièrement sous la charge de service. Les mesures ont permis de constater des contraintes de montage et de soudage atteignant jusqu'à 4,7 kg/mm^2.

Zusammenfassung

Dieser Artikel beschreibt die Versuche am neuen Gebäude für Maschineningenieurwesen des Imperial College in London. Dieses Gebäude hat ein Stahlskelett mit durchbrochenen Trägern, die mit den Decken im Verbund arbeiten. Die Verbundwirkung wird durch angeschweißte Dübel gesichert. Während der Ausführung des Baues und bei den Belastungsproben wurden Spannungsmessungen am Stahlskelett durchgeführt.

Bei Annahme, daß die Betonumhüllung nicht oder nur teilweise mitwirkte, entsprachen die Eigengewichtsspannungen in den Stützen den berechneten Werten. Die Träger arbeiteten bei Eigengewicht teilweise auch bei Nutzlast ganz im Verbund. Montage- und Schweißspannungen bis zu 3 to/in^2 wurden festgestellt.

III a 7

Recent Developments in Welded Multi-Storey Steel Skeletons in Canada

Progrès récents dans les ouvrages canadiens à ossature métallique soudée à plusieurs étages

Neuere Entwicklungen in geschweißten, mehrstöckigen Stahlskelettbauten in Kanada

D. T. WRIGHT
Dr., Professor of Civil Engineering
University of Waterloo, Canada

R. M. GOODERHAM
General Manager, Canadian Welding Bureau, Toronto

1. Introduction

Welded steel structures can have no claim to novelty now, after some thirty years of experience in both Europe and America with a multitude of examples of successful welded constructions. The recent developments relating to welded rigid-frame multi-storey skeleton structures described in this paper do, however, represent a significant development in the application of welding to steel construction.

The paper traces the development of welded multi-storey steel skeletons in Canada over a period of some ten years during which a full transition from simple flexible construction to butt-welded all-rigid construction has been accomplished. The progress is illustrated by a series of examples representing each significant step forward. It happens that all the examples chosen are of structures in Toronto, though in fact the progress described is typical of that found in all parts of Canada.

This progress has been made in particularly favourable circumstances, since vigorous commercial activity in Canada, particularly in Toronto, has led to the construction of many multi-storey buildings. This stimulating atmosphere, bringing with it great capital expenditures, has not however prevented keen competition in the development of more economic forms of building construction. What is most significant then, perhaps, is that this

development of welded multi-storey building skeletons has been fostered most of all by considerations of overall construction economy.

It should be noted that the discussion is limited strictly to multi-storey skeleton steel frames, and no reference is made to other types of building structures or bridges, etc. Important developments in welded construction have been made in many fields of application during the period of time covered by this paper, but it seems best to limit the present commentary to the single field of simple beam and column structures.

2. The Role of the Canadian Welding Bureau

The progress described in the following section represents the fruit of the efforts of many architects, engineers, designers and fabricators. The key that unlocked the door to this accomplishment was provided by the Canadian Welding Bureau.

Before and during the recent war the need developed for a nationwide authority to develop and control welding activities in order to better ensure safety and satisfaction. With increased commercial activity after the war, it became of urgent importance that Canadian welding codes of national scope, specifically suited to Canadian industry, should be developed. Older industrial nations were already plagued with a multiplicity of standards. It seemed important to forestall and eliminate the possibility of any such development and confusion in Canada. Accordingly, at the request of industry, codes were drafted by representative committees formed by the Canadian Standards Association and the Canadian Welding Bureau itself was established in 1947 as a division of the Association to administer the codes.

The Bureau is a non-profit organization. It is self-sustaining and receives no government funds either directly or indirectly. Furthermore, the Bureau does *not* possess or exercise any legal or mandatory authority. Revenues are derived in part from testing services, from educational fees, and through the support of sustaining corporate members.

The principle duties of the Canadian Welding Bureau are: (1) to test and subsequently to certify those fabricators who are able to meet the applicable C.S.A. Standards, (2) to assist the Canadian Standards Association in providing the necessary codes and standards governing all phases of welding, and (3) to list those fabricators and contractors certified by the Bureau. Other services provided by the Bureau relate to welding standards, testing, training and education, and documentation.

Of greatest interest and importance is the Bureau's role in qualifying fabricators. In this activity the Bureau does not qualify individual welders, but rather an entire fabricating or contracting organization in relation to its complete personnel and equipment. In particular the fabricator or contractor

is required to demonstrate to the Bureau that he employs or retains the services of: (1) engineering personnel competent to design welded fabrications and to specify and control the welding procedure used, (2) supervisory staff capable of directing and maintaining the proper welding procedure and quality, and (3) a staff of qualified welding operators. The fabricator or contractor must also show that he possesses or has access to: (1) plant equipment capable of properly preparing material for welding, etc., (2) welding equipment conforming to C.S.A. Standards, (3) facilities to maintain the welding and auxiliary equipment in good condition, (4) auxiliary equipment necessary for supplementary operations such as chipping, grinding, pre-heating, etc., (5) other auxiliary equipment for heat treatment, X-ray and flaw detection as required, and (6) physical testing equipment suitable for carrying out the tests specified.

It is clear then that the function and responsibility of the Canadian Welding Bureau comprises the approval not only of inanimate objects such as machines and electrodes, but the approval and assessment of the competency of individuals, including operators, supervisors and engineering personnel. Although this might appear at first an impossible assignment, it has proved not too difficult and both in principle and operation has met with a large measure of acceptance and success.

Government departments, owners, engineers, architects and other authorities have been quick to recognize the Bureau's qualification standards as a means of specifying and insuring sound, safe welding and relieving them of duties and responsibilities of which they themselves are not capable. It has led to a degree of confidence that was formerly lacking and has, as a consequence, greatly increased the use of welding not only in the field of structures but in allied fabrications. Owners, users, fabricators and welding equipment and electrode manufacturers have all benefited and are, as a consequence, supporters of the scheme both in principal and financially.

3. Examples

a) Sick Children's Hospital (1949)

The first significant application of welding to multi-storey steel skeleton construction came soon after the establishment of the Canadian Welding Bureau. The Hospital for Sick Children was to be constructed in an area close to existing hospitals and a welded structure was chosen to avoid the distress that would have been otherwise caused by the noise of riveting hammers. In applying welding to this structure no attempt was made to secure continuity in the frame except in resisting wind moments. The structural design was thus in fact identical to that of a riveted frame.

The frame followed the normal pattern for hospital construction consisting of a series of three parallel wings, each comprising up to nine floors, with wards set on either side of a central corridor, the three wings being joined by other similar sections along the main axis of the building. A general view of the completed steel work is shown in fig. 1. The framing was of simple beam and column construction, with the only unusual feature being that many of the beams had spandrel-type connections, with their webs lying in the plane of the column flanges. Beams were supported by means of simple seat and top

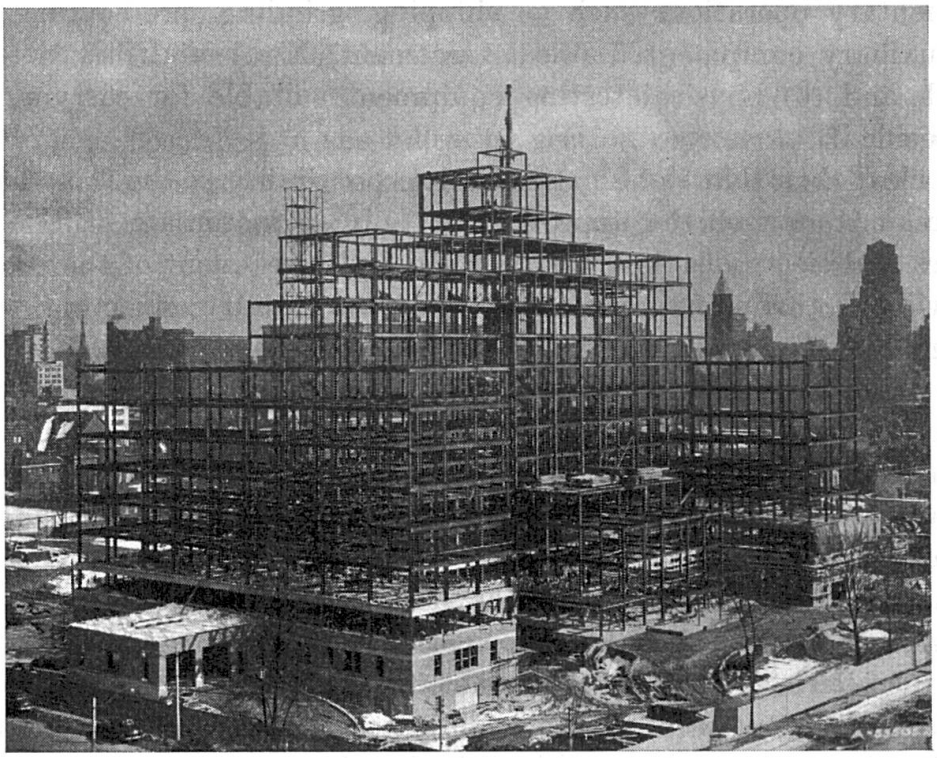


Fig. 1. General View of Completed Steel Work for Sick Children's Hospital (1949).

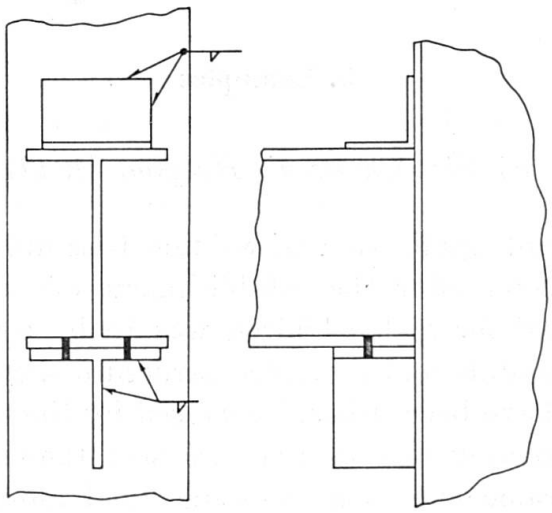


Fig. 2. Detail of Beam-Column Connection for Sick Children's Hospital (1959).

clip connections such as shown in fig. 2. In the case of lighter reactions an unstiffened seat angle was used instead of the tee-section. In most connections then, all welding was done in the shop with field connections completed with erection bolts. Wind connections and column splices were, however, field welded.

Although this structure could not be claimed as an example of ideal welded construction, it did represent good practice and in fact led to considerable economies through such features as the avoidance of holes in many members and the accordingly simplified fabrication. GOVAN and FERGUSON were the architects, and GORDON and WALLACE the engineers. The 2,400 tons of steel in the building were fabricated by a group of seven contractors because of the prevailing severe shortage of steel.

b) Hydro-Electric Engineering Building (1952)

Following the example of welded construction in hospitals, a number of buildings were erected using welding with simple flexible connections. This procedure involved no significant change in the conventional design practices that had been developed for riveted construction and led to certain economies and advantages even without the development of continuity in the frame. The next significant development in the construction of welded skeletons was a fully-rigid structure built for an office building for the Hydro-Electric Power Commission. The use of a rigid welded structure in this instance did not stem from thoughts of economy or experimentation, but rather was employed as a

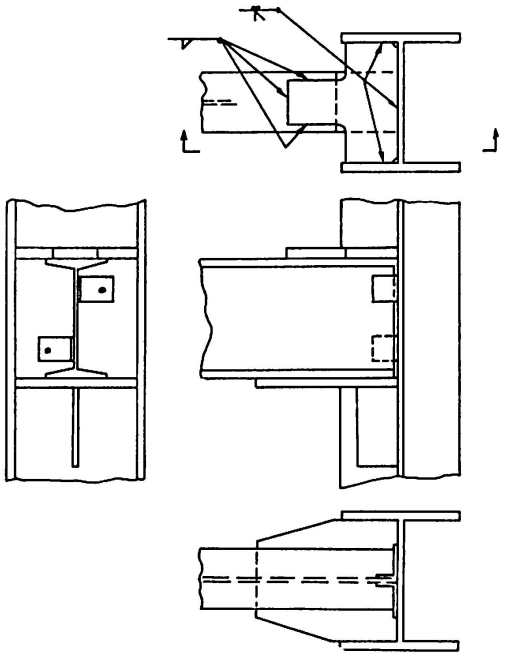


Fig. 3. Detail of Fully Rigid Beam-Column Connection for H.E.P.C. Engineering Building (1952).

result of engineering considerations arising out of unfavourable foundation conditions.

This structure, which was six stories high and 115 feet by 130 feet in plan, was of all-welded construction, with all primary connections designed for full rigidity. Typical connection details are shown in fig. 3, and it should be noted that detail metal is used to transfer load at all connections. ("Detail metal" is a term to describe the plates and angles etc. used to carry primary loads in connections). Such a style of joint of course facilitates fitting up, but obviously increases the cost of welding since in each joint the load must be transferred first into the connection plate and then on to the next member. It should be noted that no other examples of fully-rigid structures in which detail metal is widely used are to be found in the later examples described in this paper. The experience with this structure showed clearly that it was feasible to obtain full rigidity with practical techniques, but that, importantly, the result was not economically attractive.

The building was designed by the staff of the Power Commission, and the steelwork was fabricated and erected by the Dominion Bridge Company Ltd.

c) 484 Avenue Road Apartment Building (1955)

Following first applications of welding in hospital construction, where no continuity was attempted, and with some indication that fully rigid frame-

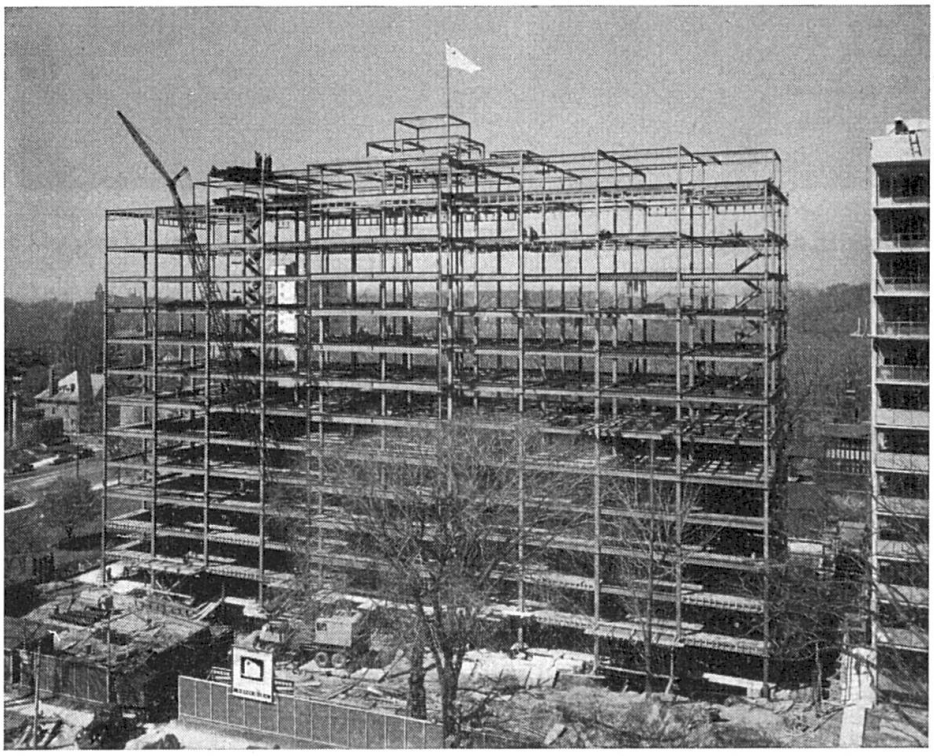


Fig. 4. General View of Completed Steel Work for Apartment Building at 484 Avenue Road, Toronto (1955).

works were not economical, engineers began to take advantage of welding in providing partial continuity in structural frameworks. Commencing about 1952 and carrying on very commonly until about 1956, a large number of semi-rigid structural frames were fabricated in Toronto. The case cited here is a typical example of these structures. This building, fourteen stories high and intended for luxury apartments, has a long and rather slender aspect, as shown in fig. 4.

The semi-rigid connection, accomplished with connecting plates having a section less than that of the flanges of the beams and girders of the main frame (see fig. 5) provides a considerable degree of restraint without the difficulty of a full moment connection. Semi-rigid framing offers significant advantages in reducing bending moments in beams and girders, and obviously illustrates a compromise between the economies offered by continuity and the cost of fully rigid connections.

As may be seen, the connection, though fairly complex on first appearance, is carefully arranged for simple field fabrication with all field welding done in the down-hand position. The loose top plates allow for irregularities in fitting lengths of beams and girders between columns.

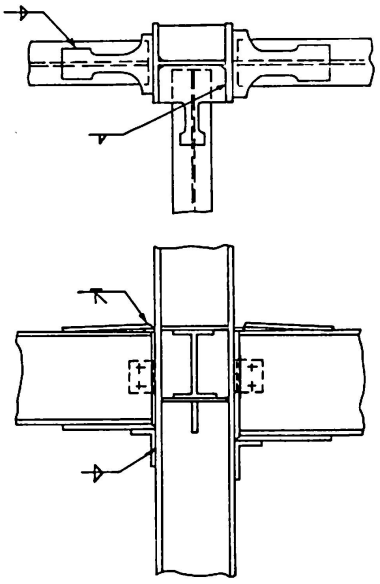


Fig. 5. Detail of Semi-Rigid Beam-Column Connection for Apartment Building at 484 Avenue Road, Toronto (1955).

Structures such as this were first built with the semi-rigid framing in one direction only — to take care of wind moments and provide a degree of continuity in the weak direction of the building. Later, as seen in this case, the semi-rigid connection was applied throughout. For this building the architects were BREGMANN and HAMANN, and the engineers FARKAS and BARRON. The frame was fabricated and erected by the Standard Iron Works Limited.

d) Imperial Oil Building (1955)

By 1955 welding was well established, and as shown in the previous example, was being used with considerable success in multi-storey skeletons with semi-rigid framing. The advantages in fully rigid construction were of course clearly evident by this time, although the difficulties arising in the field with fabrication of large skeletons for full rigidity were still apparently critical. Several significant advances were made in the design and construction of a twenty-storey office block for the Imperial Oil Company Ltd. Most important amongst these advances were the use of direct butt-welded connections between girder flanges and the columns, and the use of heavy boxed columns.

A typical girder-column connection is shown in fig. 6. It should be noted that the flanges of the beams are directly welded to the column using vee-prepared ends on the beam flanges, together with a coping hole at the bottom of the girder web. Web shears are directly accommodated by vertical fillet welds as shown in the sketch, and also seen are the temporary clip angles used during erection. The column, a 16″ WF 320 section boxed with two-inch cover plates is also shown in the sketch.

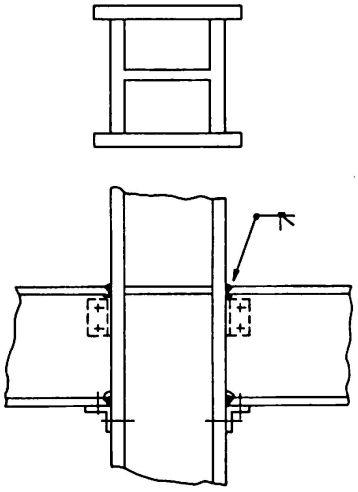


Fig. 6. Detail of Rigid Butt-Welded Beam-Column Connection in Imperial Oil Building (1955).

Rigid connections as described were used in the weak axis of the building, and semi-rigid connections with loose top plates were used in the other direction. The columns comprised heavy broad-flange sections with 2 to 4 inch plates welded across the flange tips. These long welds were accomplished using automatic equipment. It should be noted that column splices were also accomplished by direct butt welding, with two operators working simultaneously on the connection.

The architects were MATHERS and HOLDENBY and the engineers were WALLACE and CARRUTHERS. The steel structure was fabricated by the Bridge and Tank Company Ltd. of Hamilton.

e) Shell Tower (1956)

A special structure provided an opportunity to apply further refinements in fabrication techniques. The Shell Tower, though not a building, is in fact a multi-storey skeleton twelve stories high, one bay deep and three bays wide. It was the first multi-storey skeleton erected with fully rigid framing in both principal directions, yet entirely without "detail metal". The need for a clean simple structure is evident from the view in fig. 7 showing the completed tower with the steel framing entirely exposed.

The relatively small cross-section of the tower simplified the fabricating problem to a certain extent in that errors did not tend to accumulate as would have been the case in a large multi-bay structure. The accomplishment was none the less significant as revealed in the photograph which shows the connections

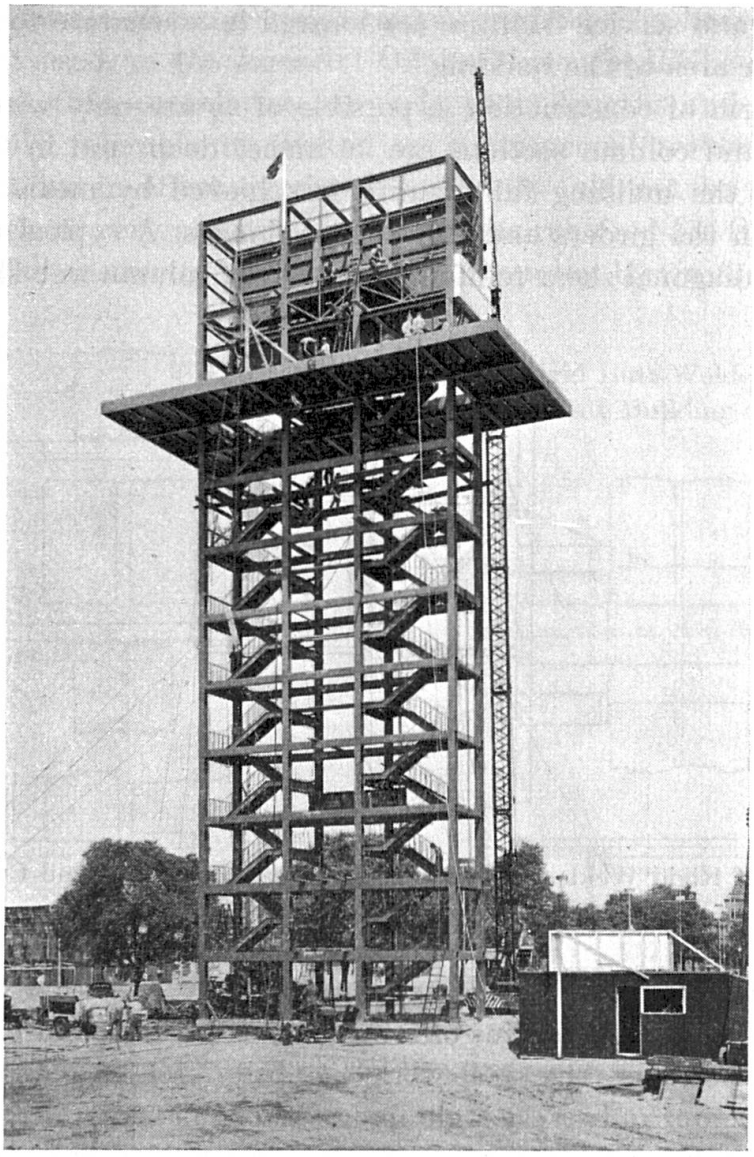


Fig. 7. General View of Completed Steel Work for Shell Oil Tower (1956).

clearly. The great care taken in the fabrication is evidenced by the fact that exposed weld metal was ground flush for the sake of appearance.

The tower, a striking addition to the skyline of the Exhibition Grounds, was designed by G. A. ROBB, and the engineers were WALLACE and CARRUTHERS. The tower was fabricated and created by the Disher Steel Company.

f) Union Carbide Building (1958)

In efforts to develop more usable floor space in tall office buildings, column spaces tend to be opened out, until as in the case of the Union Carbide Building the entire floor is left free of columns. In this building a clear floor area 62 feet by 212 feet is provided by means of rigid frame construction in which the exterior columns stand outside the walls of the building, and the main girders span unsupported from column to column across the full width of the building. All elevators and service facilities are located in a separate tower outside the principal floor area of the building.

Such a form of construction is possible of course only with welding. The main girder and column sections are 36 inches deep, and in the direction of the width of the building full rigidity is achieved by means of direct butt welds between the girders and the column flanges. A typical detail is shown in fig. 8. The diagonal shear reinforcement in the column web should be noted.

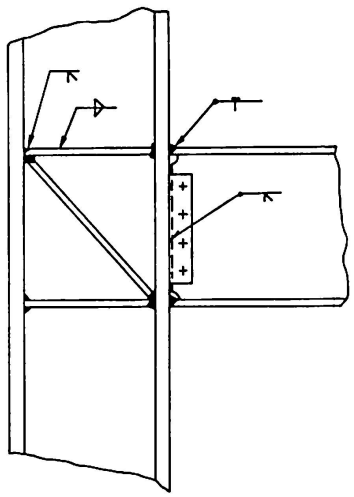


Fig. 8. Detail of Rigid Welded Connection Between 36″ Beams and Columns for Union Carbide Building (1958).

In the original design of the structure, rigidity was to be achieved in the longitudinal direction by means of reinforced concrete spandrel girders. In the construction, however, the steel work was fully erected before the spandrels were inserted, and only very light longitudinal flexural members were used for temporary bracing. During a severe storm the framework collapsed, fortunately without injury or loss of life. The structure has since been re-

erected according to the original design, save that shallow steel trusses were used for longitudinal bracing.

SHORE and MOFFAT were architects and engineers, and the Dominion Bridge Company Limited fabricated and erected the steelwork.

g) Sun Life Building (1959)

The final significant step in the development of welded construction that had started ten years before came with the construction of an all-welded all-rigid 17-storey office building. All the benefits of the experience gained before was brought to bear on this structure where full rigidity was achieved with direct butt welds between columns and flexural members, and even secondary floor beams were made continuous.

Typical details are shown in figs. 9 and 10, which illustrate connections to columns, and details of beam splices across girders. The heavy box column section, as first used on the Imperial Oil Building, should be noted. It is of course apparent that cumulative errors in beam lengths and column thicknesses ordinarily tolerable in riveted or conventional welded construction (where connections in effect overlap members) would not be permissable in this building where very accurate fitting-up was required for the butt welded connections. The answer to the problem of accuracy lay in first cutting and

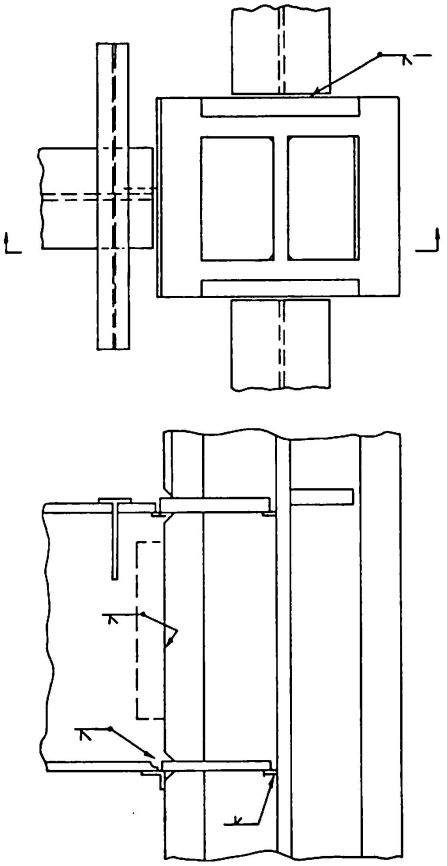


Fig. 9. Detail of Rigid Butt-Welded Beam-Column Connections in Sun Life Building (1959).

Fig. 10. Detail of Rigid Beam-Girder Connections in Sun Life Building (1959).

then measuring all the column sections for the building. Tolerable mill errors, such as slight longitudinal curvatures, lack of parallelism between flanges, etc. were all carefully determined before any flexural members were fabricated. With this information the beams could be properly dimensioned to fit the actual columns in the building at each connection. This operation, though markedly different from usual fabricating practice, was in fact completed successfully without special difficulty, or lack of economy.

Fig. 15 shows a view of the overall structure. J. B. PARKIN and Associates were architects and engineers, and the 2,200 tons of steel work were fabricated and directed by the Disher Steel Company Limited.

Summary

Starting in 1948 with the provision of adequate codes and specifications, significant progress has been made in Canada in the use of welding in multi-storey steel skeleton buildings. Vigorous commercial activity has led to the construction of many new structures, and has provided opportunity for the application of new techniques and procedures.

The use of welding in steel skeleton construction commenced first with applications to "flexible" connections, similar to those used in riveted construction. Later, semi-rigid connections were employed, using reduced-section top plates, etc. Fully rigid connections were also introduced, though still using detail metal (supplementary plates and angles). Finally fully-rigid direct butt-welded connections were introduced, with direct metal-to-metal stress transfer, avoiding all secondary material save temporary seats.

When first used, semi-rigid and rigid connections were applied only in the weak directions (for wind) of high buildings. Later, rigid connections were applied in both directions, but with detail metal to aid in fitting-up. Latest developments are typified by a seventeen-storey office building, welded fully rigid in both directions, with all joints made as direct butt welds. This accomplishment is the fruit of ten years' efforts and indicates clearly the high level of accomplishment in fabrication and erection operations achieved with welding.

Along with the general development of rigid connections, other innovations have been made. Heavy welded, box-columns, comprising broadflange sections with plates up to four inches thick, have been used. These facilitate the butt-welding of connections to beams and girders, and reduce column dimensions significantly in high buildings. Column splices in multi-storey buildings are made with simple butt-welds, even when such heavy column sections are used. Low-hydrogen electrodes are used almost universally to facilitate the deposition of high quality weld metal. Special control and inspection methods have also been established to assure safety, etc.

It is felt that the advances noted above represent, for multi-storey steel skeleton buildings, some of the most advanced techniques yet used anywhere in the world.

Résumé

Depuis que des normes et des règlements bien adaptés ont été établis en 1948, de notables progrès ont été réalisés au Canada dans l'emploi de la soudure pour la construction des ouvrages à ossature métallique à plusieurs étages. Par suite de l'intense activité économique, on a construit de nombreux bâtiments nouveaux et on a eu ainsi l'occasion d'utiliser des techniques et des procédés nouveaux.

L'application de la soudure aux bâtiments à ossature métallique a débuté avec les assemblages «flexibles», analogues à ceux utilisés dans les constructions rivées. Par la suite, on a réalisé des assemblages semi-rigides, en employant par exemple des semelles de continuité de section réduite. Les assemblages entièrement rigides à la flexion ont été également introduits, mais toujours avec adjonction de pièces de renforcement (couvre-joints et cornières supplémentaires). Enfin, on a exécuté des assemblages entièrement rigides soudés bout à bout, assurant la transmission directe des contraintes, sans aucune pièce intermédiaire d'attache à l'exception des appuis provisoires de montage.

Au début, on a prévu des assemblages semi-rigides et des assemblages rigides uniquement dans la direction la moins sollicitée (pour le vent). Ultérieurement, on a adopté pour les deux directions des assemblages rigides à la flexion, avec pièces additionnelles pour faciliter le montage. Les progrès les plus récents ont été réalisés sur un immeuble de dix-sept étages, à usage de bureaux, dans lequel tous les assemblages, rigides à la flexion, ont été réalisés par soudage direct en bout dans les deux directions. Cette réalisation constitue le fruit de longues années d'efforts et met nettement en évidence le niveau élevé atteint actuellement par la technique du soudage, dans la fabrication en atelier et au montage.

Parallèlement au développement général des assemblages soudés, d'autres innovations ont été introduites. C'est ainsi que l'on a pu réaliser de gros poteaux soudés en caissons, formés de profilés à larges ailes et de semelles d'épaisseur allant jusqu'à 4″ (10 cm environ). Cette disposition facilite le soudage en bout des joints des poutres et des cadres et réduit l'encombrement des poteaux, tout particulièrement dans les bâtiments de grande hauteur. Dans les bâtiments à plusieurs étages, les joints des poteaux sont exécutés par simples soudures en bout, même lorsque l'on emploie des poteaux aussi massifs. Les électrodes basiques ont été presque partout adoptées, pour obtenir un métal déposé de haute qualité. Pour assurer une sécurité suffisante, des méthodes spéciales de contrôle et d'essai ont été mises au point.

On peut considérer que les innovations mentionnées ci-dessus ont permis

de réaliser une technique parmi les plus poussées utilisées à l'heure actuelle dans le monde entier pour la construction des ossatures métalliques à étages.

Zusammenfassung

Seit im Jahre 1948 angemessene Normen und Vorschriften aufgestellt wurden, sind in Kanada bedeutende Fortschritte in der Anwendung von Schweißverbindungen beim Bau von mehrstöckigen Stahlskelettbauten gemacht worden. Eine lebhafte Geschäftstätigkeit führte zur Erstellung vieler neue Bauten und gab dadurch Gelegenheit, neue Verfahren und Konstruktionen anzuwenden.

Die Verwendung der Schweißtechnik in Stahlskelettbauten begann zuerst mit «flexiblen» Verbindungen, welche in der Ausführung ähnlich denjenigen der genieteten Bauweise waren. Später wurden halbsteife Verbindungen vorgesehen, die zum Beispiel Kopfplatten mit reduziertem Querschnitt verwendeten. Ebenso wurden völlig biegesteife Verbindungen eingeführt, wobei aber immer noch Stoßdeckteile beigezogen wurden (zusätzliche Laschen und Winkel). Endlich kam die Verwendung völlig starrer, mit Stumpfstoßnähten ausgeführter Verbindungen, die direkte Spannungsübertragung gewährleisten und jegliches sekundäre Stoßmaterial, ausgenommen provisorische Setzvorrichtungen, vermeiden.

Als man zur Verwendung geschweißter Verbindungen überging, wurden halbstarre und starre Verbindungen einzig in der weniger beanspruchten Richtung vorgesehen (für Wind). Später wurden für beide Richtungen biegungssteife Verbindungen mit Zusatzteilen zur Montagehilfe gebraucht. Die jüngste Entwicklung kann an einem 17-stöckigen Bürogebäude betrachtet werden, wo alle Verbindungen biegungssteif mit direkten Stumpfstoßnähten in beiden Richtungen verschweißt wurden. Diese Ausführung ist das Ergebnis zehnjähriger Anstrengungen und zeigt deutlich den hohen Standard, der bei der Herstellung und bei der Montage in der Schweißtechnik erreicht worden ist.

Parallel zur allgemeinen Entwicklung starrer Verbindungen sind auch andere Neuerungen eingeführt worden. Schwere, geschweißte Kastenprofilstützen aus Breitflanschträgern und bis zu 4 Inch starken Lamellen wurden ausgeführt. Dies erleichtert die Stumpfstöße der Träger- und Rahmenanschlüsse und reduziert die Säulenprofile besonders in hohen Gebäuden. Die Stöße der Stützen in mehrstöckigen Bauten werden ebenso mit einfachen Stumpfstoßnähten ausgeführt, sogar wenn solche äußerst starken Profile verwendet wurden. Basische Elektroden wurden fast überall eingesetzt, um das Anbringen hochwertigen Schweißgutes zu ermöglichen. Damit eine genügende Sicherheit erlangt werden konnte, wurden spezielle Kontrollen und Prüfverfahren entwickelt.

Man kann annehmen, daß die obenerwähnten Neuerungen im Bau mehrstöckiger Stahlskelettbauten zu einer der fortschrittlichsten Bauweisen der ganzen Welt geführt haben.

III b 1

Stahlzellendecken und Vorhangwände (Curtain Walls)

Cellular Steel Floors and Curtain Walls

Eléments en acier pour planchers et murs-rideau (Curtain Walls)

R. KRAPFENBAUER
Dipl.-Ing. Dr. techn., Ingenieurkonsulent, Wien

Die tragende Stahlzellendecke, ihre Systeme und ihre Funktionen.
Die Ausbildung der Vorhangwandelemente und ihre Montage, unter besonderer Berücksichtigung der Beispiele in den USA.

1. Tragende Stahlzellendecken als sinngemäße Ergänzung der Stahlskelettkonstruktion

Um die bekannten Vorteile der Stahlskelettkonstruktion richtig auswerten zu können, sollte der Konstrukteur auch hinsichtlich der Raumabschließung und der Deckengestaltung stets neue Lösungen dieser Probleme studieren. Das Stahlskelett als tragendes Element des Bauwerkes verlangt diesbezüglich sinngemäße Ergänzungen. Schwere Massivmauern und Decken gelten dem Sinn dieser Konstruktionsart entgegengesetzt, ja geradezu feindselig. Sind doch die Kriterien der Stahlbauweise das trockene Bauen, die rasche Montage und Demontage (wobei gerade auf diese Notwendigkeit immer mehr Gewicht zu legen sein wird), die Möglichkeit der Wiederverwendung der Konstruktionsteile, die Bekämpfung des Totgewichtes und nicht zuletzt das Finden neuartiger Formen und Berechnungsgrundlagen. Allen diesen Besonderheiten kommt eine Deckengestaltung aus Stahl in der Art der Stahlzellendecken entgegen.

Aus den in den letzten Jahren auf diesem Gebiet, insbesondere in den USA gesammelten Erfahrungen geht hervor, daß

— durch die Verwendung von Stahlzellendecken bei mehrgeschossigen Gebäuden bis zu 30% an Gewicht erspart werden können,

— die Montage der Stahlzellendecken während der Montage des Skelettes möglich ist,
— äußerst praktische Etagen-Plattformen für die weiteren Arbeitsvorgänge gebildet werden,
— die Installationsleitungen vollständig im Fußboden liegen können.

2. Stahlzellendecken in Europa und den USA

Obwohl in Europa das Problem der trockenen Decke noch keineswegs genügend studiert erscheint, verhält es sich doch nicht so, als ob die Erfahrungen damit zur Gänze fehlten. Schon 1933 wurde in Deutschland bei einem Geschäftsumbau in Darmstadt eine Stahlzellendecke verwendet, wie auch jetzt wiederum eine Stahlblechdecke zur Verfügung steht. Um in Europa zu bleiben, sei auch erwähnt, daß in der letzten Zeit das Gebäude der Lorraine Escaut und das Hochhaus der Zentralsparkasse für Kinderbeihilfe, beide Paris, Deckenlösungen ähnlicher Art besitzen.

In den USA ist die Verwendung von Stahlzellendecken seit etwa 20 Jahren üblich und hatte in der letzten Zeit wohl große Ausbreitung gefunden. Der Grund hierfür liegt sicher darin, daß dort die lebhaft an diesem Problem interessierte Stahlindustrie mehrere brauchbare Varianten von tragenden Stahldecken entwickelt und dem Architekten und Konstrukteur zur Erprobung an die Hand gegeben hat. Als Resultat dieser Bemühungen können wir beobachten, daß seit 1945 bis zu 75% aller Hochbauten in den USA mit Stahlzellendecken versehen wurden. (Hierzu sei auch bemerkt, daß in Europa weder die Industrie noch die entwerfenden Architekten noch die Konstrukteure dasselbe wache Interesse an dieser Frage zu zeigen scheinen und daß überhaupt die Bedeutung der Fertigteile und der kompletten Vorfabrikation für den Skelettbau nicht genügend eingeschätzt wird.)

3. Statische Systeme der Stahlzellendecken

Bei den in den USA entwickelten statischen Systemen von Stahlzellendecken, die übrigens untereinander große Ähnlichkeiten aufweisen, werden gefaltete in Verbindung mit glatten Stahlblechen verwendet, wobei Isolierung durch Beton und Gipsmörtel üblich ist.

Während aber z. B. die COFAR-Decken die Stahlzellen nicht nur für Untersicht und Leitungskanäle, sondern auch als Schalung und Bewehrung der Stahlbetonplatten bringen, fällt bei den M- und Q-Decken die Tragleistung den Stahlblechen zu, während die Aufbetonschicht lediglich der Isolierung dient und in der statischen Berechnung nicht berücksichtigt wird.

Die Q-Floors (Kurzbezeichnung für Quick-Floors, Schnelldecken) bestehen aus einem tragenden Zellenstahlboden aus trapezförmig gefaltenen und flachen

Stahlblechen, auf die eine unbewehrte Aufbetonschicht bis zu 6 cm Dicke gegossen wird.

Bei der Kombination von flachen und gefalteten Blechen weisen die Faltungen je nach der gewünschten Ausbildung der Untersicht nach oben und nach unten. Die Einheiten der Q-Decken sind 60 cm breit und umfassen 4 Zellenbalken, mit Ausnahme von Typen, die 2 Zellenbalken aufweisen und 30 cm breit sind. Die Länge der Einheiten kann bis zu 7,50 m betragen. Das Mittel der Trapeze beträgt dabei 15 cm; ihre Höhen variieren von 4,2 bis 15,3 cm.

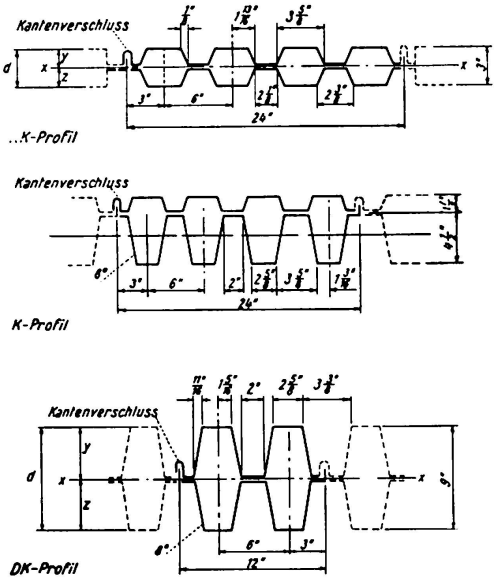


Fig. 1. Stahlzellendecken, System Q-Floor.

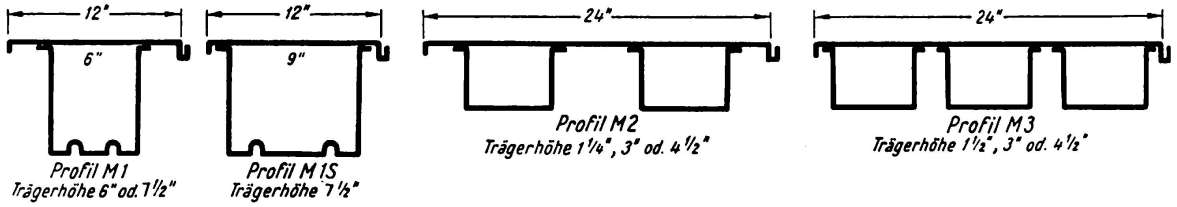


Fig. 2. Stahlzellendecken, System M-Floor.

Die M-Floors verwenden glatte Stahlbleche, an welche Zellenbalken von rechteckigem Querschnitt einzeln aufgeschweißt werden. Diese Profilelemente sind 15 cm breit, Spezialtypen auch 22,5 cm; ihre Höhen bewegen sich zwischen 3,75 cm und 19,0 cm; es gibt auch Elemente, bei denen in die Rinnen des Rippenbodens 2 Verstärkungsrippen eingesetzt werden.

Es sind also sowohl bei den Q-Floors als bei den M-Floors vielerlei Varianten nach Zusammensetzung, Länge, Breite, Rippenanzahl und Rippenquerschnitt des Stahldeckenteiles vorhanden. Eine weitere Differenzierung ergibt sich durch die Verwendung von verschiedenen Blechstärken. Diese liegen zwischen 18 und 12 gauge (1,27 mm und 2,59 mm). Das Minimum an Blech-

stärke für Stahlzellen, die als Installationskanäle dienen, ist mit 16 gauge (1,59 mm), jenes für das obere Blech bei Aufbetonverwendung mit 18 gauge (1,27 mm) festgelegt.

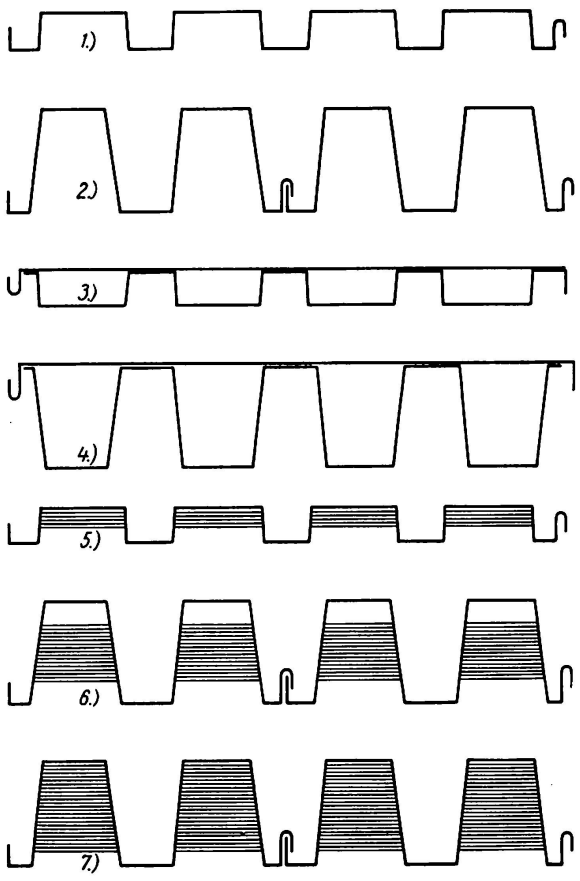
Der Konstrukteur hat nun die Möglichkeit, aus den Firmenprospekten eine für seine Absichten am besten geeignete Ausführung auszuwählen. Den Berechnungen und Belastungstabellen liegt meist eine zulässige Spannung von 18,000 PSI (etwa 1333 kg/cm²) zu Grunde.

Bei gleichen Blechstärken für das glatte und das gefaltete Blech mit beispielsweise 18 gauge Dicke wird für M-Floors ein Gewicht von 7,45 kg/m² und für Q-Floors von 9,80 kg/m² angegeben.

Neben den Fertigteilen für Geschoßdecken werden auch solche für Dachdecken montagebereit geliefert.

Die Q-Dachdecken haben eine bereits aufmontierte Dachhaut; unterhalb dieser befindet sich eine Isolierschicht, schließlich die Stahlzellenträger und eventuell eine aufgehängte Untersicht.

Die M-Stahldecke besteht aus Elementen von je 30 cm Breite, die in den erforderlichen Längen geliefert werden. Die Ausbildung der Untersichten kann sehr verschiedenartig sein, z. B. können die flachen Bleche als Untersicht erscheinen oder auch die gerippte, bzw. gefaltete Seite der Decke nach unten



1. Type. 3 Q-Dachdecke. 2′ breit, 1½″ hoch.

2. Type. 12 Q-Dachdecke. 1′ breit, 4½″ hoch.

3. Type. UK-Dachdecke. 2′ breit, 1½″ hoch.

4. Type. FK-Dachdecke. 2′ breit, 4½″ hoch.

5. Type. 3 oder UK-Dachdecke mit 1″ schallschluckendem Material.

6. Type. 12 oder FK-Dachdecke mit 2″ schallschluckendem Material.

7. Type. 12 oder FK-Dachdecke mit 4″ schallschluckendem Material.

Fig. 3. Dachhautprofile.

zugekehrt sein, wobei diese Faltung eine Schalldämmung ohne besondere Behandlung bewirkt.

Zur weiteren Schalldämmung kann in die Zellenbalken Glaswolle etc. eingeklebt werden, oder aber man entschließt sich zu einer aufgehängten Untersicht, für die vier Methoden angeführt werden:

a) Aufgehängte, perforierte Metallpfannen mit schallschluckendem Material.
b) Schalldämmende, auf den Holzrost genagelte Platten.
c) Anbringung einer feuersicheren Gipsplatte zwischen Decke und Schalldämmplatte.
d) Perforiertes Aluminium und Faserplatten mit Lochungen jeder Art.

Dachdecken ähnlicher Art werden von mehreren Firmen in den USA herausgebracht, Systeme von parallelen, tragenden und ineinandergreifenden Teilen mit aufmontierter Dachhaut, mit oder ohne Isolierung: die AIR-THERM-Dachdecken, die TUFCOR- und MILCOR-Decken u. a. m.

Die Feuerbeständigkeit der Fertigteildecken beträgt nach Versuchen 3—4 Stunden, auch wenn die Untersicht normale Leitungsöffnungen im Ausmaß von 0,06 m² pro 10,0 m² Grundrißfläche aufweist. Aufgehängte Untersichten mit Einlagen von leichtem Vermiculit oder Perlit wirken sehr günstig.

4. Funktionen der Stahlzellendecke

Die Stahlzellendecke ergibt ein rasch und trocken zu montierendes Zwischengeschoß von hochgradiger Anpassungsfähigkeit an den Bauzweck. Die Verlegung derselben geschieht durch Anschweißen bzw. Anschrauben an die

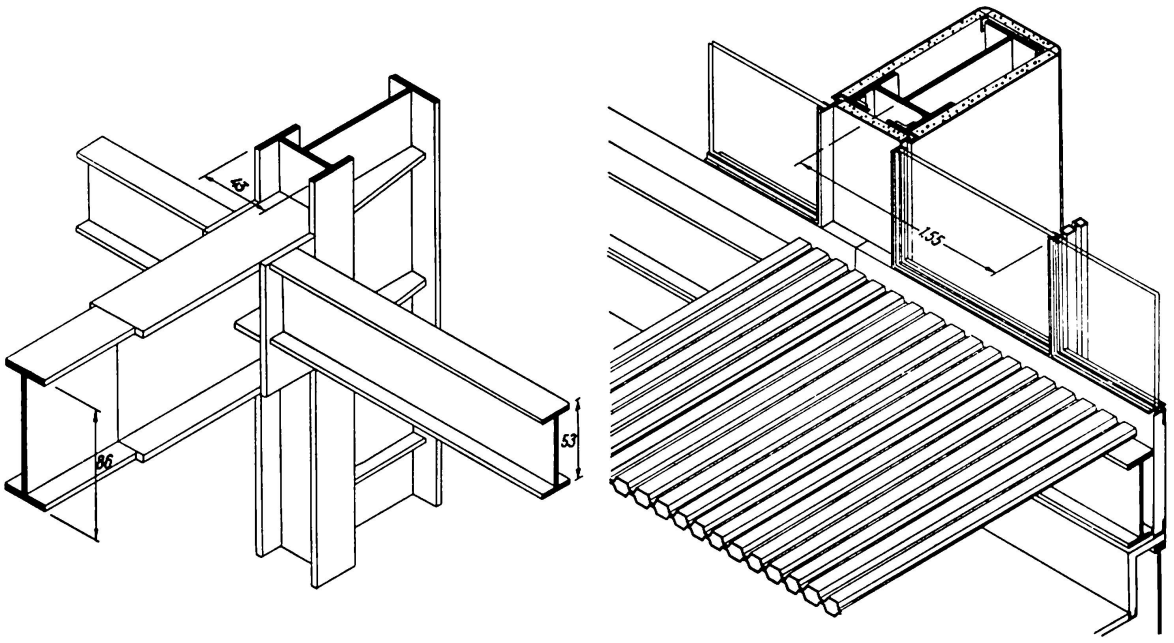


Fig. 4. Stahlzellendeckenmontage.

Teile der Stahlskelettkonstruktion. Jede Verzögerung, wie sie sich beim Verlegen, Vergießen und Ent- und Ausschalen von Betondecken ergibt, fällt ja weg und auch im Winter wird keine Unterbrechung der Bautätigkeit nötig.

Sobald die Stahlkonstruktion montiert ist und die Fertigteildecken angebracht sind, dienen sie als Arbeitsbasis für weitere Fertigungen, wobei die Arbeitsgeräte und Materialien auf Geschoßhöhe gebracht und daher aus dem Zufahrtswege herausgehalten werden. Eine wichtige Aufgabe übernehmen die Stahlzellendecken als horizontales Diaphragma bei der Ableitung von seismischen und Windbelastungen auf die Querwände.

Ihre besonders günstige Verwendbarkeit verdanken die tragenden Stahlzellendecken aber auch der Tatsache ihrer Vollisolierung. Sie führen in ihren Stahlzellenkanälen Zuführungsleitungen aller Arten: Lichtleitung, Telephondrähte, Klimatisierung, Warm- und Kaltwasser.

Da die Stahlzellenkanäle den erforderlichen mechanischen Schutz bieten, wird kein Schutzkabel, sondern gewöhnlicher Leitungsdraht eingezogen. Die am tragenden Stahlskelettsystem angeschlossenen Zellen sind positiv geerdet.

Das System der Leitungsanzapfung ist derart gelöst, daß quer über die Zellenbalken Stichkanäle laufen, die in bestimmten Abständen Abzweigdosen in Fußbodenoberkante tragen. Sämtliche Leitungen können so ohne Stemmarbeit verrohrt werden.

Bei Verlegung von Arbeitsplätzen und Versetzen der Innentrennwände entstehen daher keinerlei Schwierigkeiten.

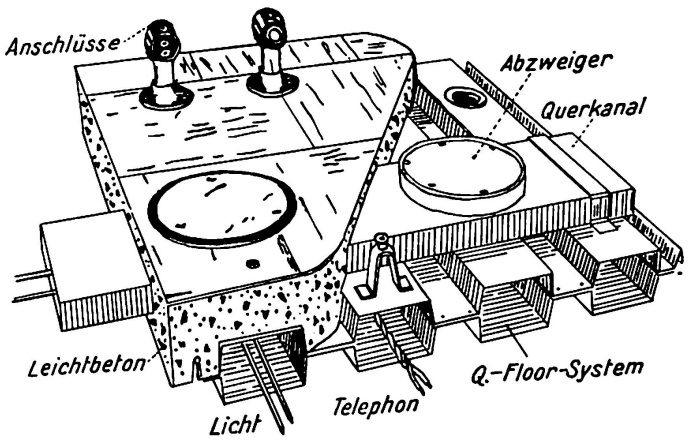


Fig. 5. Installationsdetail (acier-stahl-steel, Heft 9/57).

5. Vorhangwände (curtain walls)

Wird die Abtrennung der Geschosse durch Stahlzellendecken im Sinne der Arbeitszeitverkürzung an der Baustelle bevorzugt, so gilt dasselbe bezüglich der Raumabschließung durch sogenannte Mantel- oder Vorhangwände (curtain walls).

Der Ausbildung der Wandelemente liegt die Tatsache zugrunde, daß ausschließlich das Skelett tragend ist, während die Wandscheiben lediglich der Raum-, Wärme- und Schallisolierung dienen. Es bleibt unbenommen, auch ein Stahlbetonskelett mit derartigen Plattenelementen zu behängen.

Grundsätzlich muß man zwischen Blendtafeln und echten Vorhangwandplatten unterscheiden. Die ersteren werden zur Verblendung einer bestehenden Wand an den Holzrost genagelt oder geschraubt, im Mauerwerk verankert oder an Blechprofilen unsichtbar angeschraubt. Solche nichttragende Fassaden aus Blech, Glas oder Email, die zum Wetterschutz bzw. zur Verschönerung oder Umgestaltung einer bestehenden Wand dienen, sind schon seit mehreren Jahrzehnten bekannt. Sie können übrigens auch in der Innenarchitektur die Stelle großer Kacheln einnehmen.

Die echten Curtain-wall-Elemente werden in jedem Falle hinsichtlich des Plattenformates und der Installationsweise dem Bauvorhaben angepaßt, und zwar kennt man:

a) kleinere Platten, die von einer vor das Tragsystem gehängten Hilfskonstruktion aufgenommen werden,
b) zwischen die tragende Konstruktion eingesetzte Wandelemente,
c) geschoßhohe, selbsttragende Bauteile, die ohne Hilfsraster auf oder vor dem Tragskelett angebracht werden.

Finden doch in den USA Mantelwände keineswegs nur für Hochhausbauten, sondern ebenso für ein- bis dreigeschossige Bauten, z. B. Wohnhäuser, Schulen, Spitäler, Geschäfts- und Industrieobjekte etc. Verwendung.

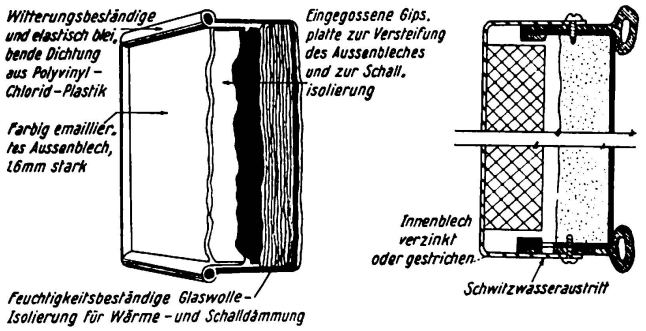


Fig. 6. Wandplatte mit versteiftem Außenblech.

Die vollständig vorgefertigten Curtain-wall-Elemente in Stahlblech bestehen grundsätzlich aus einem Fassadenblech, einer Isolierschicht und einem abschließenden Innenblech. Die Blechstärken der Außenbleche liegen zwischen 1,27 mm (18 gauge) und 1,59 mm (16 gauge), die der Innenhaut zwischen 0,63 mm (24 gauge) und 1,98 mm (14 gauge), wobei das Außenblech noch versteift werden kann.

Man unterscheidet zwei Grundtypen von Hüllwandplatten:

a) Die laminierten oder Schichtenplatten, bei denen auf ein festes Kernmaterial beiderseits flache Metallbleche geklebt oder gepreßt werden (Sandwichplatten).
b) Die vollständig geschlossenen Platten, die maschinell verschraubt werden (Schachtelplatten).

Für die letzteren werden zwei geflanschte Metallplatten in der Form einer Schachtel zusammengesetzt, die das Kernmaterial umschließen. Korrosionsfeste Schrauben verschließen die Flanschen. Der Metallkontakt wird zwecks Reduktion der Wärmeleitung möglichst gering gehalten.

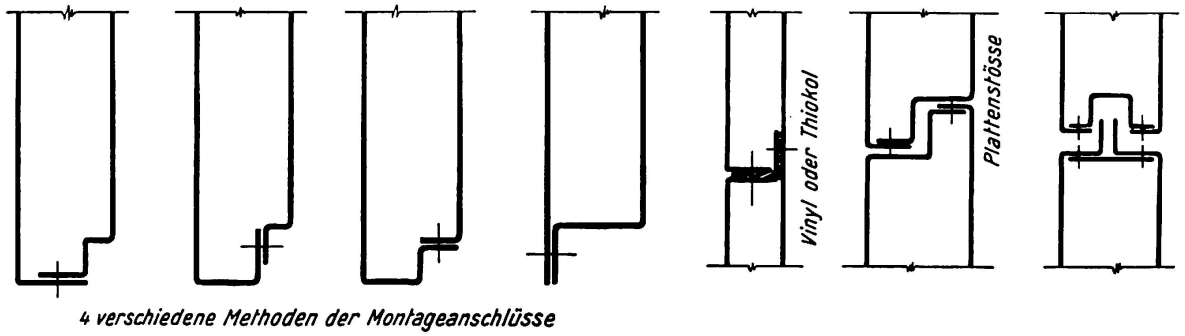


Fig. 7. Curtain walls, verschiedene Plattenberandungen.

Amerikanische Hersteller liefern auch bereits sogenannte Raster als Tragsysteme zur einfachen Befestigung von Platten verschiedener Art, die von Stütze zu Stütze oder von Stockwerk zu Stockwerk reichen. In die Öffnungen dieser Raster werden die vollisolierten Metallplatten oder Schiebefenster je nach Fassadengestaltung eingefügt.

6. Materialien für Vorhangwandplatten

Als Materialien für curtain walls kennt man bis jetzt die Werkstoffe Glas, emaillierte Bleche, Aluminium und rostfreien Stahl (stainless steel). Auch Kunststoffe und Eternittafeln werden verwendet.

Curtain-wall-Tafeln aus rostfreiem Stahl werden im Werk mit einer Rückendecke aus Isoliermasse und einem Innenblech versehen. Sie behalten ihr Aussehen unbegrenzt lange, da sich auf den der Witterung ausgesetzten Oberflächen ein natürlicher Schutzfilm gegen Korrosion bildet. In den USA wurden u. a. das Socony-Mobil-Gebäude in New York und das Inland-Steel-Gebäude in Chicago mit Wandelementen aus stainless steel behängt. Diese Ausführung kommt aber auch in den USA kostenmäßig hauptsächlich bei Repräsentationsbauten in Frage.

Die curtain walls aus emaillierten Blechen sind laut amerikanischen Quellenangaben dort in den letzten Jahren bei über 100 bedeutenden Bauten zur Anwendung gekommen, darunter z. B. bei dem Ford Office Building in Dearborn, Michigan und dem First Security Bank Building in Salt Lake City, Utah, und vielen anderen.

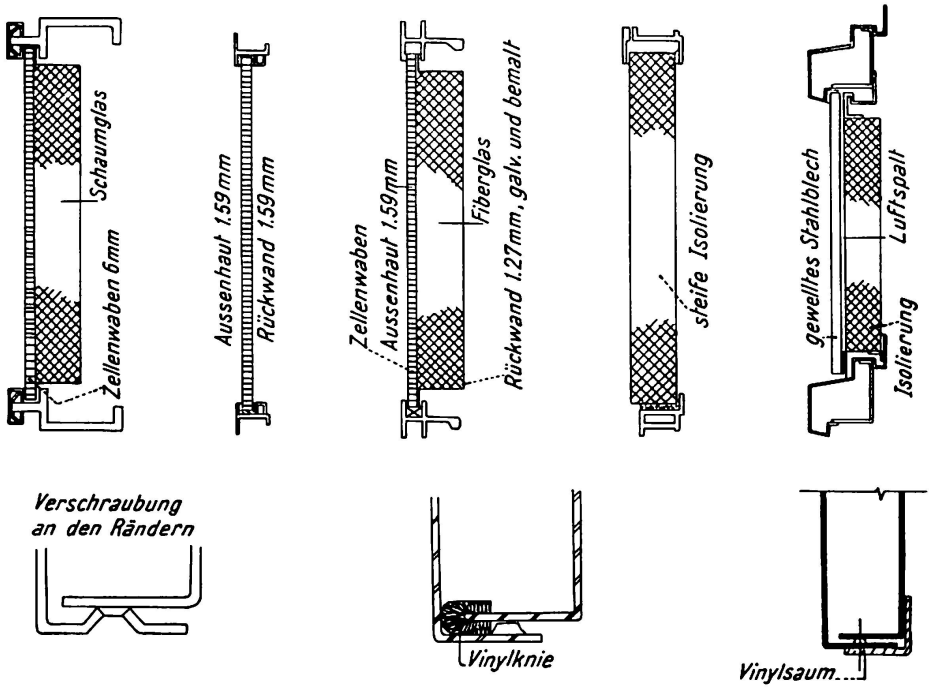


Fig. 8. Curtain walls in emailliertem Stahlblech.

Diese Hüllplatten können beidseitig oder nur für das Außenblech emaillierte Metallbleche verwenden. Die Emaillierung, die bei Weiß- bzw. Rotglut (ca. 870° C für Stahl, ca. 540° C für Aluminium) aufgebracht wird, gewährleistet Beständigkeit der Farbe gegen Abrieb, Feuer und Verwitterung, relativ mühelose Erhaltung und Widerstandsfähigkeit gegen Säuren und Dämpfe; sie bewährt sich daher auch besonders in Industrie- und Hafengebieten.

Besondere Leichtigkeit ist charakteristisch für curtain walls aus Aluminium, wobei der Korrosionswiderstand von der Legierung abhängt. Das ALCOA-Building in Pittsburgh, Pennsylvania, ist mit 3 mm dicken Aluminium-Hüllplatten behängt, ebenso zeigen diese Ausführung das Hochhaus der Tishman Realty Construction Company, das Gebäude der Webb- und Knappgesellschaft und das sogenannte Golden House (das letztgenannte trägt Wandplatten aus goldeloxiertem Aluminium), alle New York.

Glas-Wandtafeln sind zwischen 6 und 8 mm dick, wobei die Farben entweder auf der Rückseite aufgebracht oder der Glasfluß bereits in der Masse gefärbt wird. Bauglas und Sichtglas sind hierbei häufig zu einem vollständig integrierenden System verbunden, wodurch sich eine besondere Vereinfachung

der Montage ergibt. Das Lever House in New York, 1957, ist mit Glasplatten verkleidet; man denke hier auch an das «Glashaus» (Haus Waltisbühl) an der Bahnhofstraße in Zürich.

7. Vorteile der Curtain-wall-Bauweise

Von den besonderen Eigenschaften der verschiedenen Materialien abgesehen, kann die Bauweise mit curtain-walls eine Reihe von grundlegenden Vorteilen für sich beanspruchen:

a) Die Curtain-wall-Platte ist wesentlich leichter und dünner als die gleichwertige Massivmauer. Curtain-walls aus emaillierten Blechen wiegen z. B. etwa 28—30 kg/m² (Steinmauern vergleichsweise etwa 300—700 kg/m²). Die Dicke der Fertigteilwand variiert von 5—10 cm (Massivmauern vergleichsweise 20—40 cm).

b) Die Wärme- und Schalldämmung ist dabei der eines Ziegelmauerwerkes ebenbürtig; amerikanische Untersuchungen geben eine Schalldämmung von 25 bis 50 db. Der Wärmedurchgang bei emaillierten Hüllplatten ist z. B. nicht größer als bei einem 38 cm starken Ziegelmauerwerk. Die Wetterbeständigkeit der Außenfassade sowie die Dampffestigkeit der Innenwand ist durch geeignete Vorkehrungen (Anstrich, Emaillierung, Dampfsperre) gewährleistet.

c) Anpassungsfähigkeit an jede Baugestalt, Stahlskelett oder Stahlbetonbau, ist gegeben, wobei die Installation der Wandplatten von außen und von innen her möglich ist; ein Außengerüst ist überflüssig; das Auswechseln der Platten ist leicht möglich.
Das Aussehen der Wandplatten ist gefällig, die Auswahl an Texturen und Farben groß.

8. Dämmung und Dichtungen bei curtain walls

Bezüglich der Probleme Dämmung, Taupunkt und Dichtung sind in den USA bereits allgemein befriedigende Lösungen gefunden worden.

Zur Schall- und Wärmedämmung wird immer wieder besonders die Fiberglasisolierung empfohlen. Fiberglas (auch als Glaswolle bekannt) hat einen besonders niedrigen Dämmwert bei Temperaturen zwischen $-45°$ und $+83°$. Dauerhaftigkeit und Widerstand gegen Verrotten werden durch eine ebenfalls undurchdringliche Harzbindung erreicht. Die Dämmwerte einiger anderer Isolierstoffe seien hier nur kurz angeführt.

Als weitere Isolierkissen für Wandelemente werden besonders häufig Alu- und Papierzellenwaben mit Vermiculit- oder Perlitfüllung, Schaumglas und Isoliermörtel genannt.

Isolierstoffe: je 1″ dick	Gewicht pro sqft in lbs	K-Faktor	Pressung PSI	Feuchtigkeits-widerstand
Fiberglas	0,5	0,23	100	recht gut
Schaumglas	0,9	0,38	100	gut
Papierzellenwaben	0,3	0,58	150	recht gut
Papierzellenwaben mit Perlitfüllung	0,7	0,39	150	recht gut
Alum. Zellenwaben	0,4	—	370	gut
Gepreßte Faserplatte	2,0	0,51	60	schlecht
Zementierte Holzklötzchen	2,6	0,43	250	recht gut
Vermiculitbeton	4,1	1,30	225	recht gut
Perlitbeton	3,0	1,40	100	recht gut

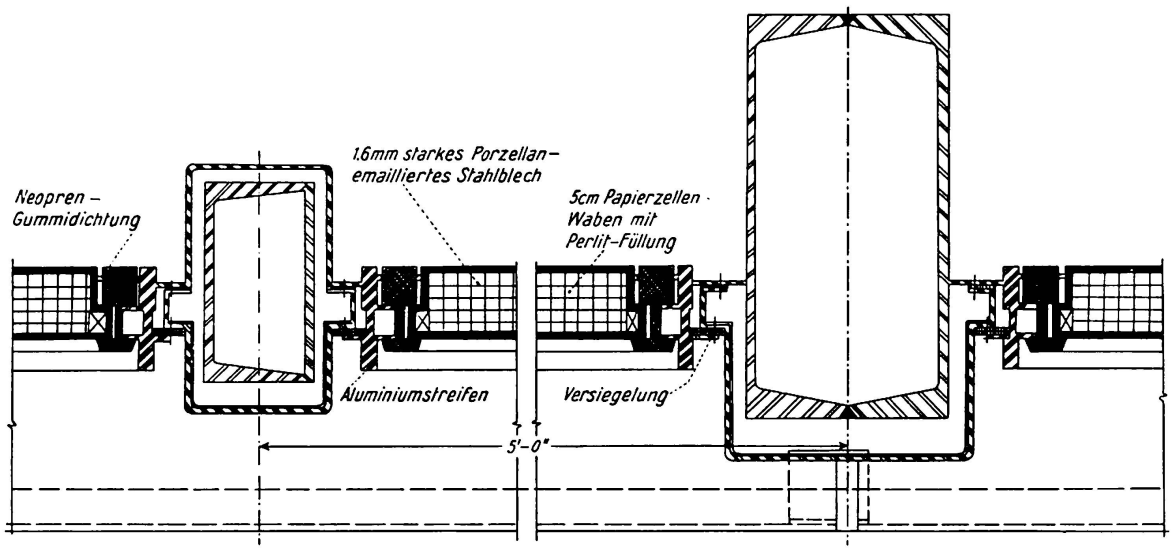


Fig. 9. Dichtungsdetail am General Motors Technical Center, Detroit.

Bezüglich der Taupunktprobleme sei folgendes vermerkt: eine Dampfversiegelung wird auf der warmen Seite der Wand angebracht, um den Dampf, der das Taupunktgebiet erreicht, von der Isolationsmasse abzuhalten. Dies erreicht man entweder durch Belüftung (durch Schwitzlöcher) oder durch die Anbringung einer Dampfsperre. Gelegentlich werden beide Methoden gleichzeitig verwendet.

Da aber eine Belüftung nicht bei allen Arten von Wandplatten günstig erscheint (z. B. bei emaillierten Blechplatten, deren Emailüberzug man nicht zerstören möchte), ist die Frage der Dichtungsmaterialien sehr bedeutend. So wird häufig bei vorfabrizierten Wandelementen aus emaillierten Blechen der Gesamtumfang des Panels mit einem Vinylband verschlossen, bzw. wird bei überlappenden Blechberandungen ein Vinylknie eingeschoben.

Auch die synthetischen Gummiarten Buna und Neopren werden in den Dichtungsschemata der amerikanischen Erzeuger berücksichtigt.

Geeignet für die hier anfallenden Dichtungsaufgaben ist auch Thiokol, eine Verbindung auf der Grundlage polysulfider Elastomere. Es ist in verschiedenen Viskositätsstufen erhältlich und kann durch Einführung von Füllstoffen soweit verdichtet werden, daß es in Form eines Wulstes aufgespritzt werden kann. Durch verschiedenartige Zusatzstoffe werden einzelne Qualitäten, z. B. die Haftfestigkeit auf Metallen, die Temperaturbeständigkeit etc. je nach Bedarf besonders gefördert.

Das Produkt wird in zwei Teilen geliefert. Das flüssige Grundprodukt Thiokol Liquid Polymer, vermischt mit Füllmitteln und Zusatzstoffen, bildet die eine Komponente, während der Härter die andere darstellt.

Zusammenfassend wird bemerkt, daß für die Dichtungsmassen für curtainwalls nicht nur Resistenz gegen weitgehende Temperaturschwankungen, Wasser und Luft, sondern auch Nachgiebigkeit gegenüber Bauwerksschwingungen verlangt wird; diese Probleme werden aber in Europa auf ebenso breiter Basis zu lösen sein, wie sie in den USA schon als gelöst gelten.

Literatur

"Sweets Catalogue Service, Industrial Construction File." Dodge Corporation, New York 18, N. Y.
"Pittsburgh Glass Clad Buildings." Pittsburgh Plate Glass Company, Pittsburgh, Pa.
"Walls of Steel." Building and Construction Information United States Steel Corporation, Pittsburgh, Pa.
"Stainless Steel Curtain Walls." Alleghany Ludlum Steel Corporation, Pittsburgh, Pa.
"The Use of Stainless Steel in Architectural Design." United States Steel Corporation, Pittsburgh, Pa.
"Seaporcel Architectural Porcelain." Seaporcel Metals, Inc., 8 Long Island City 1, N. V.
"Ingram Richardson Porcelpanels." Ing. Rich. Manufacturing Co., Beaver Falls, Pa.
"Insulated Porcelain Enamel Panels." Erie Enameling Company, Erie, Pa.
«Architektur-Emails.» Farbenfabriken Bayer, Leverkusen.
«Verwendung von emailliertem Stahlblech in der Außenarchitektur.» H. Odenhausen, Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf.
"Aluminium on the Skyline." Aluminium Company of America, Pittsburgh, Pa.

Zusammenfassung

1. Tragende Stahlzellendecken als sinngemäße Ergänzung der Stahlskelettkonstruktion:

Bedeutung der Verwendung von Stahlzellendecken für das moderne Baugeschehen; ihre Entwicklung und Ausbreitung in Europa und in den USA; statische Systeme (Q-, M-Floors etc.).

2. Erweiterte Funktionen der Stahlzellendecken:

   Stahlzellendecken als Plattform für weitere Arbeitsvorgänge, als horizontales Diaphragma, als Basis für Versorgungsleitungen.

3. Vorfabrizierte Wandelemente als Raumabschluß bei Stahl- und Stahlbetonskelettbauten («curtain walls»):

   Leichte Wandscheiben bei ausreichendem Wärme- und Schallschutz, Entwicklung, Eigenschaften und Ausbildung. Materialien zur Herstellung von Wandplatten und ihre Besonderheiten (emaillierte Stahlbleche, Glas, Aluminium, nichtrostender Stahl, Kunststoffe).

4. Probleme der Wandtafelmontage; Dichtung und Isolierung. (Ausführungsbeispiele, Literaturangaben.)

Summary

1. Load-bearing cellular steel floors as a logical adjunct to steel-framed construction:

   Significance of the use of cellular steel floors in modern building construction: their development and progress in Europe and the United States; structural systems (Q floors, M floors, etc.).

2. Extended functions of cellular steel floors:

   The cellular steel floor as a platform for further constructional operations, as a horizontal diaphragm, and as a base for the accommodation of services (pipes, wiring, etc.).

3. Prefabricated wall elements as cladding for framed buildings of steel and reinforced concrete construction (curtain walls):

   Light wall panels in conjunction with adequate thermal and sound insulation, development, properties and design.
   Materials for the manufacture of wall panels and their particular features (enamelled sheet-steel panels, glass, aluminium, stainless steel, plastics).

4. Problems of wall panel erection; waterproofing and insulation (examples of actual structures built, literature references).

Résumé

1. Les planchers porteurs à éléments en acier en tant que complément rationnel de la construction à ossature métallique:

   Importance de l'emploi des planchers à éléments en acier dans la construction moderne; leur évolution et leur développement en Europe et aux Etats-Unis; systèmes statiques (planchers Q, M, etc.).

2. Extensions des possibilités d'emploi des planchers à éléments en acier:

   Emploi sous forme de plates-formes pour l'exécution de travaux ultérieurs, sous forme de diaphragmes horizontaux, comme supports de canalisations.

3. Eléments muraux préfabriqués servant de façades dans les ouvrages à ossature métallique ou en béton armé (curtain walls):

   Paroi murale légère assurant une protection thermique et acoustique suffisante; évolution, caractéristiques et dispositions adoptées.
   Matériaux employés pour la constitution des éléments muraux et leurs caractéristiques (tôle d'acier émaillée, verre, aluminium, acier inoxydable, plastiques).

4. Problèmes du montage des éléments muraux; étanchéité et isolement (exemples d'exécution, références bibliographiques).

III b 2

The Steel Skeleton Tier Building

Bâtiments à étages multiples en construction métallique

Stahlskelettbau

H. J. STETINA
Regional Engineer, American Institute of Steel Construction, Inc.
Philadelphia (U.S.A.)

Introduction

It is the intent of this paper to review the principal features of both floors and walls, their relationship to the supporting skeleton, and discuss recent trends and developments. By its very nature, the subject does not lend itself to detailed mathematical analysis; therefore, this paper departs from the usual classical expositions found in contemporary technical journals.

Floor Systems

General Considerations

The apparent primary function of floors in the earlier buildings (50 years old or more) was to supply a base for the support of floor loads. Undoubtedly there were other considerations such as durability, economy, and fire resistance; but, judging from the evidence and with the knowledge that the materials and floor systems available to the early designers were limited, it may be surmised the designer's concern was chiefly that of strength.

Today there are several materials available in many forms. The problem becomes one of selecting the type of floor which appears most suitable for the several considerations that must be satisfied. Strength is, of course, an elementary consideration just as it always has been, but, it is only one factor of the several that need to be resolved.

Today there is a more careful consideration of economy. This factor is not limited to the cost of the floor itself, but includes the effect of floor depth, the effect of dead weight both on the framework and foundations, the effect on

construction time, and the effect on the other trades such as mechanical and electrical.

Experience has indicated that the location of the underfloor ducts for electrical circuits and other installations should afford maximum flexibility because office arrangements are frequently changed.

The development of air conditioning has swept the country, except for the northernmost states. It is a *must* consideration for every new office building; in fact, old office buildings are being altered for air conditioning systems in order to avoid obsolescence. Somewhere the rather large supply ducts must be located — usually above the ceiling — thus compounding the problem of the floor design. One might say that it is no longer a floor, but rather a floor system. These requirements are favoring floor constructions with built-in hollow spaces through which electrical wires may run, thus eliminating separate ducts to a large extent.

One may wonder what the effect has been upon overall depth of floor systems and height of stories. A random search through technical journals for data on recent office buildings showed an average floor depth (underside of ceiling to top side of flooring) of 3 ft. 4 in., with the minimum 2 ft. 8 in. and the maximum 4 ft. 8 in. The average story height for 14 buildings located in 8 different cities in United States was 12 ft. 4 in., ranging from 11 ft. 2 in. minimum to 13 ft. 8 in. maximum. Ceiling heights varied from 8 ft. $4^1/_2$ in. to 9 ft. 4 in. with 9 ft. 0 in. fairly standard.

There is some reason to believe that story heights are less today than for the structures built 50 years ago when high ceilings were fashionable. In the case of office buildings, the trend is for larger clear spans. Thirty feet between column centers are quite common. One new San Francisco building nearing completion boasts of 63 feet clear spans — in one direction. Long spans means deep floor girders, consequently offsetting the compaction of the floor system.

The designer has many floor constructions from which he may select the one that best fulfills the owner's requirements. Aside from the many considerations already mentioned is the usual building code (municipal laws) which require some assurance of fire resistance. Such requirements vary, depending upon height, area, type occupancy, and location.

From a design standpoint, all floors take advantage of continuity wherever the type construction permits development of negative moment over supports. Applicable moment coefficients are usually stipulated in the governing building code.

Arches

The oldest system, shown in its simplest application, fig. 1a, is that known as "beam and slab" or "arches", consisting of a reinforced concrete slab supported on steel beams. The beams are called "intermediates" or "secondary" since they are spaced about 8 feet apart, therefore two beams would be inter-

mediate between columns on 24 feet centers. The concrete slabs are usually 4 to 5 inches thick.

In the case of office buildings requiring underfloor electrical services, ducts of metal or fiber are laid on top of the structural slab and embedded in a light weight concrete fill, usually 4 or $4^1/_2$ inches thick including one inch of finish. On some recent installations, metal ducts are embedded in the structural slab which necessitates a slab thickness of about 6 inches to obtain fire resistance and design strength. This method is held to be more economical but has the disadvantage of inflexibility should a change be required in the future. Also, the recent trend towards larger ducts may render this method uneconomical.

Air conditioning ducts are located to clear the steel floor beams; however, in some cases where the beams are deep, it may be feasible to penetrate the beam web, thereby reducing the overall depth. Such large holes are usually reinforced.

Forms for the concrete slab are readily supported on the steel beams, thus the area immediately below is free of construction supports and following trades have complete freedom. This fact has greatly contributed to the speed of construction common to steel-framed buildings.

Furthermore, by forming around the beams, both the slab and fireproofing concrete for the beam can be poured and cast together. Such a beam, wholly encased, will perform as a composite-designed beam.

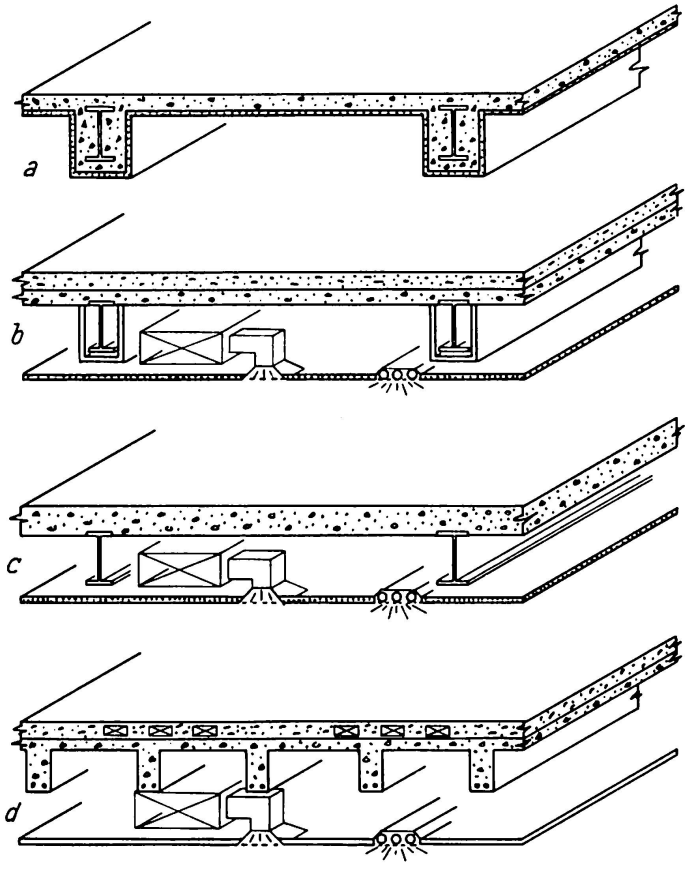


Fig. 1.

However, the trend to light weight membrane fireproofing, fig. 1b, with resulting weight-saving for beam encasement in the order of 15 to 1, has largely displaced the old practice of solid encasement. A smooth finished plaster is required where the slab and beam will be exposed. While this may suffice for a hotel, hospital or apartment house, the usual office building will have suspended ceilings to hide the pipes and ducts. In some instances the ceiling will be purely architectural; in others, it will provide fire resistance for the floor assembly. When it is the latter, the individual fireproofing of beams within the assembly may be omitted, fig. 1c.

This type construction is still popular in some areas, particularly in New York City where traditional practices are rather firmly entrenched. It is also well suited for the lower floors of buildings, even though a different system may be used for the upper floors. The basement, ground, and first floors are often subject to heavy loads, vibrations, and excessive penetration of the floor because of the use of such areas for storage, for dance floors and kitchens.

Concrete Joists

Reinforced concrete joists, shown in fig. 1c, are cast in place by using removable steel pans, so the system is often identified as "pan" floor. Although the method has been employed on steel-framed tier buildings, its heavy dead weight and need for independent shoring has lessened its use except for the all concrete framed buildings.

Steel Joists

Generally acknowledged as the most economical light-weight floor system and satisfactory for many types of occupancies is the open web steel joist flooring, better known in America as the "bar" joist. Many of the early joists, introduced about 30 years ago, were wholly made of reinforcing bars, thus acquiring the name "bar" joists. Improvements in design and fabrication have brought some changes; typical sections produced today are shown in fig. 2. All are widely used except for the section, fig. 2d, which was recently introduced. It is included to illustrate the trend of utilizing floor components for more than one purpose. In this case, the top chord is cellular so that it can serve as a raceway for electrical circuits.

Steel joists are usually spaced not more than 24 inches apart for floors, 30 inches for roofs. A typical floor installation, including the relationship of air conditioning ducts and mechanical piping, is shown in fig. 3. Joists are easily erected, spaced as required, braced with light "bridging", and secured to the steel supporting beams by tack welds.

All joists are prefabricated to conform to a standard loading table, to a standard identification system, and to a design specification that is nationally recognized. Joists are available in depth from 8 to 24 inches, in increments of

2 inches and in lengths up to 48 feet for the deepest section. One reason for the popularity of joists is interchangeability, although each manufacturer produced to a design of his own choice. With few exceptions, bar joists are resistance welded.

After installation is complete, a forming material is placed on top and attached to the joists. Two common materials are shown in fig. 3; a light gauge corrugated sheet steel is illustrated on the left and metal lath on the right. Still another forming material is a heavy paper sheet reinforced with wire mesh shown in fig. 4. The concrete slab for the typical building is $2^1/_4$ or $2^1/_2$ inches thick. In some instances wire mesh or steel rods ("temperature" steel) is added for best results.

Fire resistance and architectural finish is provided by means of a ceiling. Metal or gypsum lath is attached directly to the flange of the joist or suspended slightly below on small cold formed steel channels. Fireproofing plaster of thickness corresponding with the desired fire resistance is then applied.

Steel joists may be considered the number one floor system judging from the widespread usage for such structures as dormitories, apartments, depart-

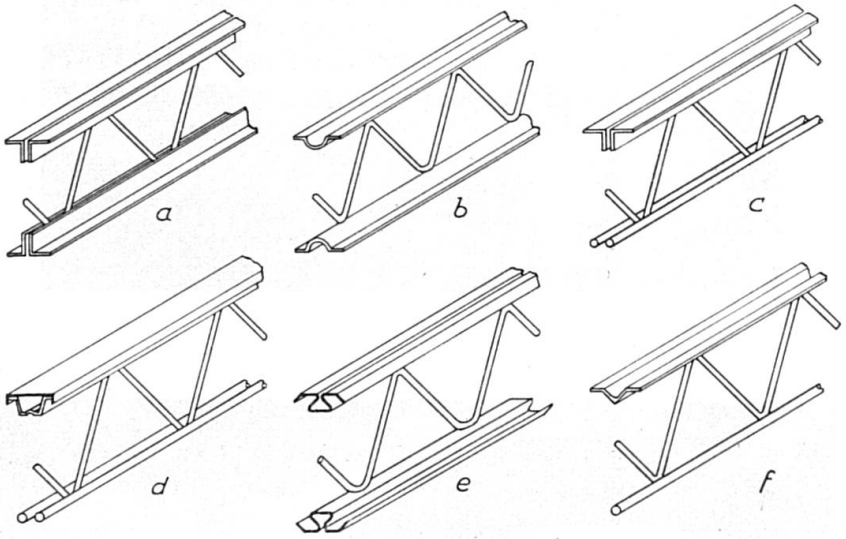


Fig. 2.

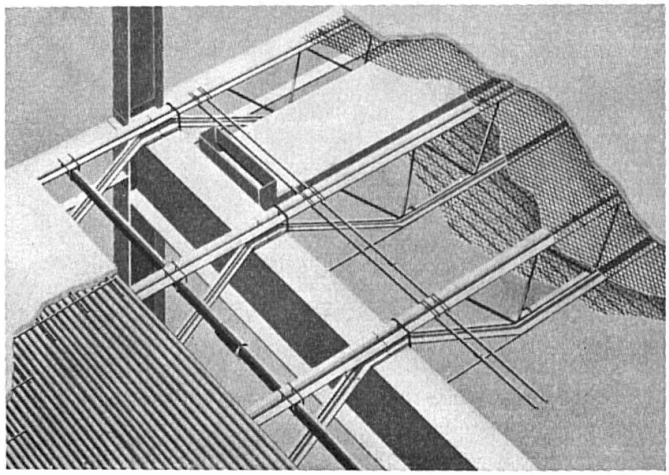


Fig. 3.

ment stores, schools, and hospitals. Its use for office buildings has been rather in frequent.

There is also available in America a solid web floor joist. The greater strength of these light-weight steel beams permits wider spacings than for the open web joists — up to 40 inches is considered economical. Removable plywood forms are supported on the joists. One method is to employ a small cast iron clip, fig. 5, that later can be fractured with a light blow of a hammer and the form stripped.

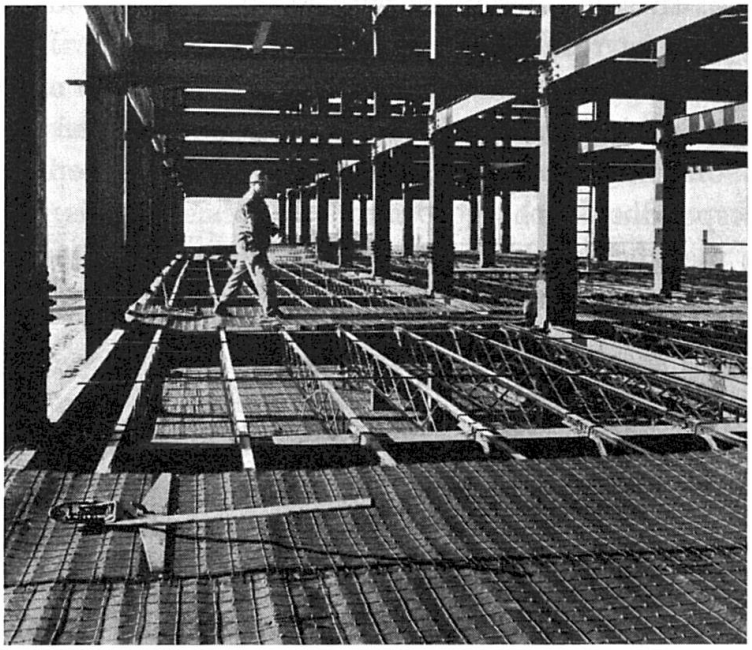


Fig. 4.



Fig. 5.

Cellular Beams

Light gauge steel building products have been rapidly moving forward. This is true of the so-called cellular steel floors, fig. 6. Its growth is primarily the result of the inherent ability to perform double duty. The structural cells of steel gauge 12 to 18 may be used as raceways, thereby eliminating the fiber or metal underfloor ducts that are needed for the concrete slab floor. A very recent innovation which furthers this principle of double duty is to force conditioned air at high velocity through the cells, hot air through one, cold air through another; the particular cells being enlarged as shown in fig. 6g.

The complete floor arrangement typical of the most recent practice is shown in fig. 7. Obviously, the advantages of this flooring is most apparent for office buildings where the owner's demands for electrification must be satisfied. Since each cell is a potential raceway, this system offers the maximum flexibility for both the present and future needs. However, when a lesser degree of flexibility satisfies a lower building budget, an economical solution is obtainable as shown in fig. 6h. Cells are located at 4 feet or 6 feet, etc., to suit the present needs and the balance of the flooring is left open; that is, the bottom enclosure sheet is omitted.

Cellular steel flooring is easy to handle and erect as shown in fig. 8. They can be designed for clear spans of 20 feet or more, but in the usual case inter-

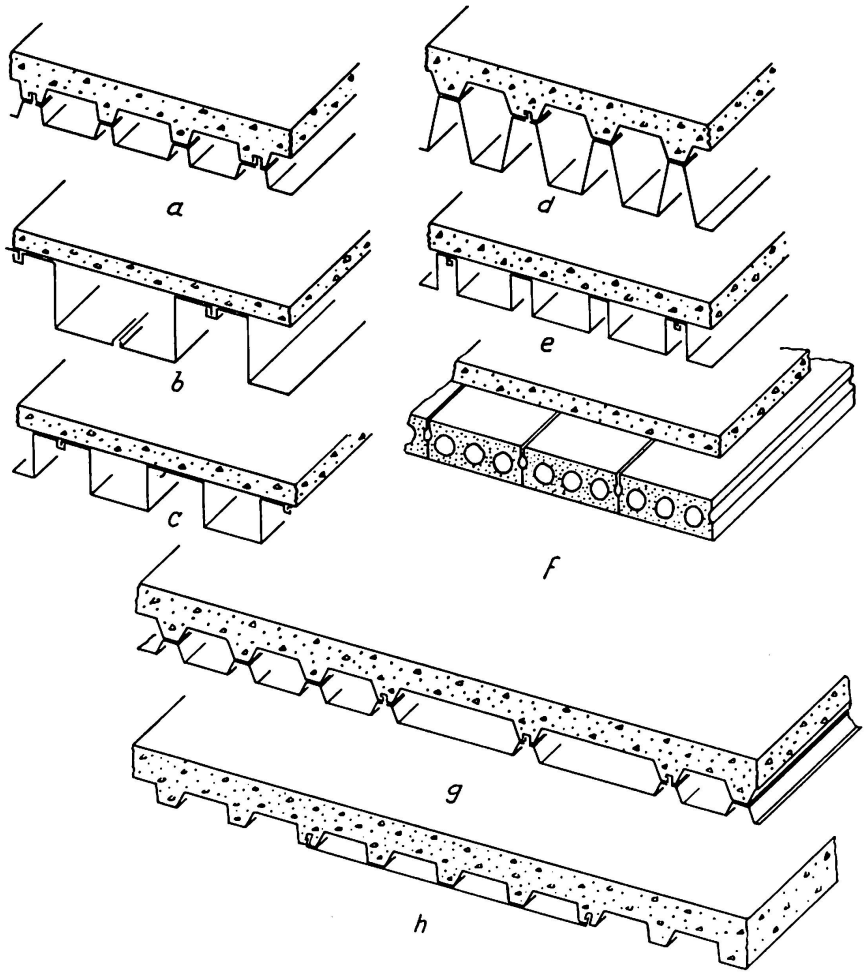


Fig. 6.

mediate structural steel beams are located at about 7 to 10-foot spacing depending on the type and capacity of the selected flooring. It is tack welded to the steel frame. Metal header ducts are then placed on top and access holes cut into each cell through which electrical circuits are to run, fig. 9. Light weight concrete fill is placed on top, usually about $2^1/_2$ inches thick, sufficient to fireproof the top side. The complete floor weighs from one-third to one-half of conventional concrete slab-steel beam construction. Consequently, the overall economy of this floor should include the savings in steel structure and in foundations.

Then, too, its usefulness as a permanent platform immediately upon erec-

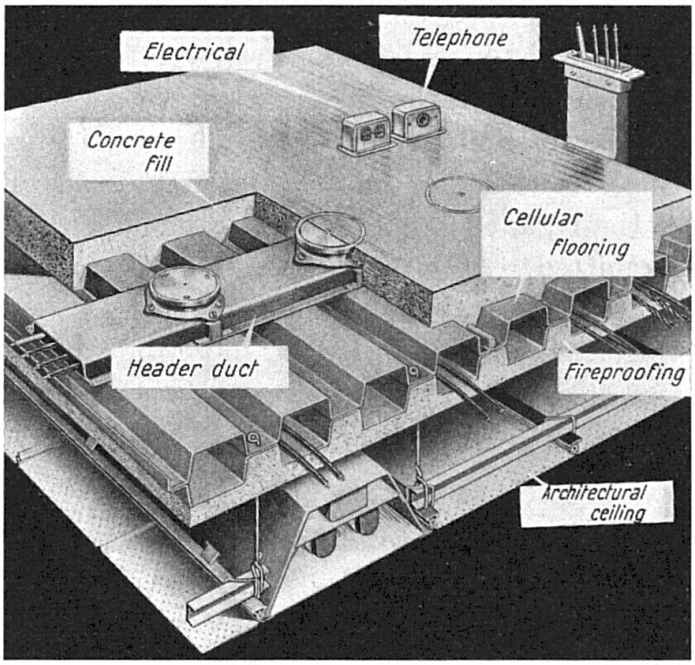


Fig. 7.

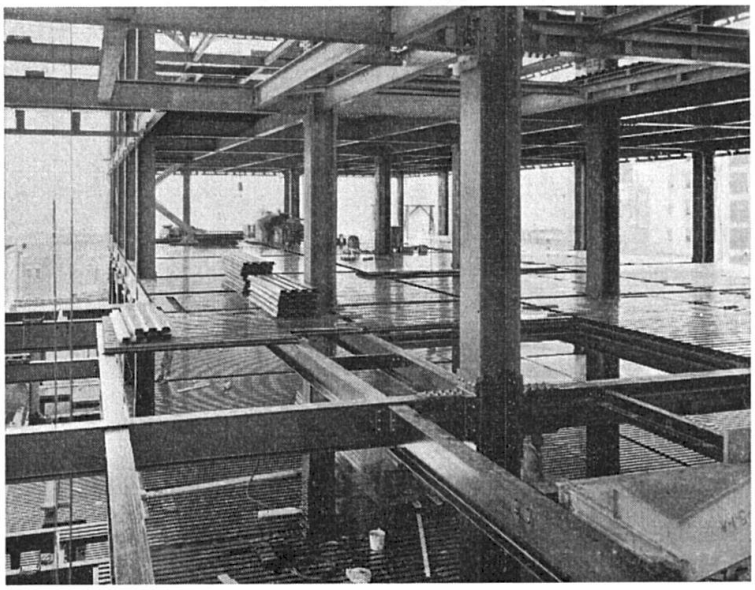


Fig. 8.

tion is of considerable value to the construction trades. When all these cost factors are taken in account, the cellular floor is indeed economical and competitive. Judging from the many installations in office buildings built during the last few years throughout America, this floor system is the popular choice for office occupancies.

The rather recent growth of this flooring, aside from the increasing need for electric floor systems, may be attributed to the developments which have taken place in the field of fireproofing, both as to materials and application. Materials such as vermiculite (expanded mica) and perlite (expanded volcanic deposit) are mixed with gypsum to form an extremely light but highly effective fire resistive plaster.

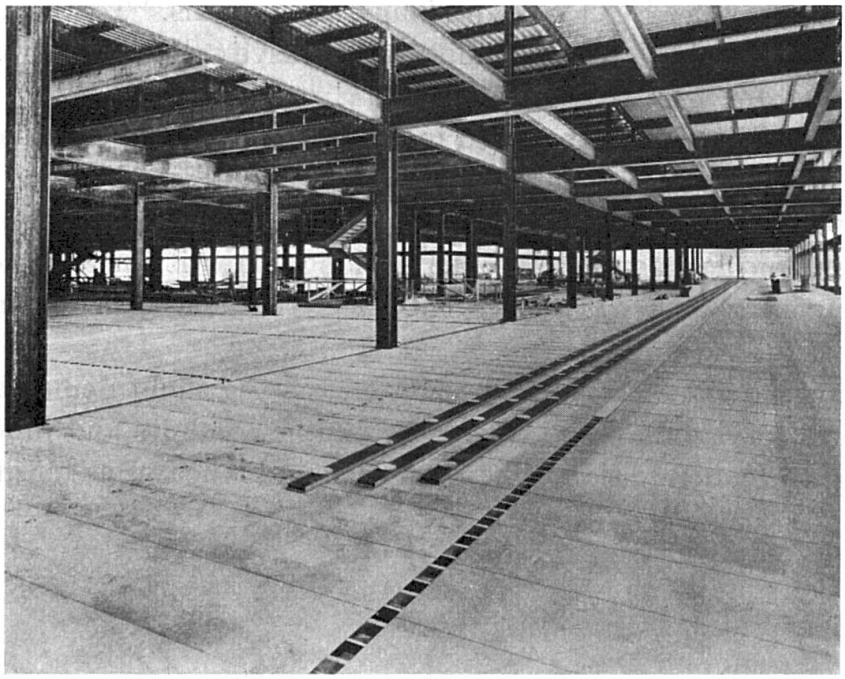


Fig. 9.

It should be observed that these sprayed-on fireproofing materials are applied directly to the floor steel as shown in fig. 7. Appearance is of no consequence because a suspended acoustical ceiling will cover the entire area.

While cellular flooring made of light gauge steel sheets dominates this system, brief recognition should be given to the newest entry in the tier building field, fig. 6f. It is a precast, prestressed concrete slab. Recent fire tests and others underway give promise that this system has possibilities. Like the metal floors, the cells may be electrified. Several new prominent office buildings have this type flooring.

Composite Slabs

Unlike the cellular floor described above, where the concrete topping is only an inert fill, in composite design both the concrete and steel flooring

work together structurally. Although the gauge is lighter, ranging from No. 18 to 24, some or all of the metal is considered to be reinforcing for the slab.

The cross-sectional view of three common types of composite flooring is shown in fig. 10. In general, they differ with each other only in detail. For example, 10a includes all area of the corrugated sheet to be effective reinforcing whereas in 10b and c only that part of the steel sheet which is embedded in the slab is figured for reinforcing steel.

The system shown in fig. 10a assures composite action by shop welding steel rods to the sheet, thus the bond is mechanically obtained. Not considered is the probable bond obtained by the mechanical and chemical adhesion of concrete to the galvanized surface.

Additional reinforcing steel bars may be required for types 10b and c, particularly for heavier live loads and longer clear spans. "Temperature" steel is normally furnished — light rods located transversely to the ribs as shown in fig. 11.

The metal units are prefabricated in widths which allow easy handling and placement, fig. 12. Attachment to the supporting steel frame is readily accomplished with welding. The steel sheets are sufficiently strong for supporting workmen and equipment, but on long spans it may be necessary to provide temporary supports to prevent excessive deflection under weight of wet concrete.

In buildings such as hotels, apartments, etc., the slight demand for underfloor electrical service may be satisfied by simple conduits and junction boxes embedded in the concrete slab. Where this demand is heavy, as for office spaces,

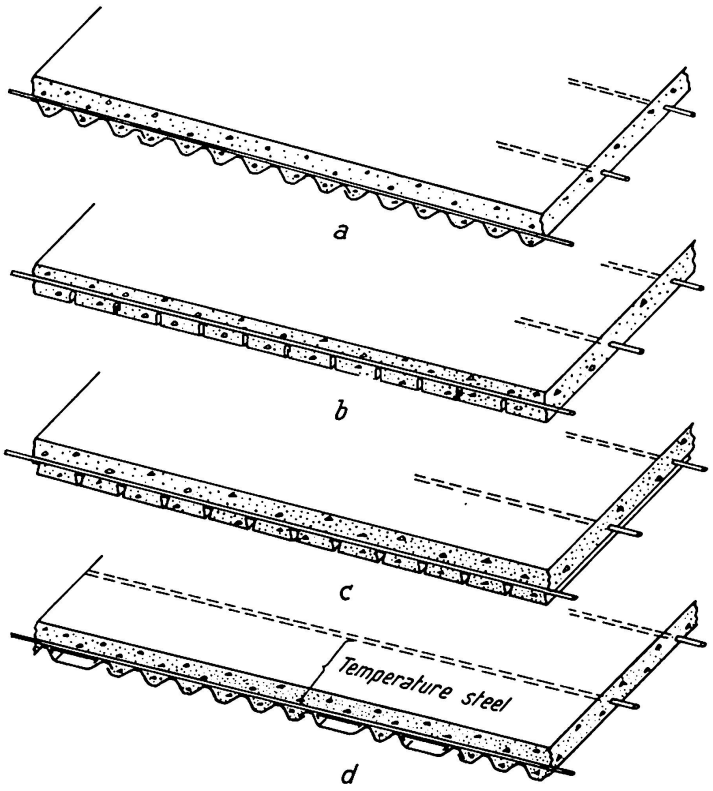


Fig. 10.

the metal or fibre ducts may also be embedded in the slab, up to the point where the strength of the slab and fire resistance is not reduced. However, where the demand is for maximum flexibility, at least three lines of electrical services every four or six feet, then it is better to select one of the cellular types or a modification of the composite system. The manufacturer of 10a has recently combined the two ideas as illustrated in 10d — a fine example of how competition spurs on development.

Floor Costs

So many variables enter into the cost problem that it is impossible to make any kind of comparison unless one establishes a particular situation and conditions, and even then it is speculation. At the best, one may generalize based on various cost studies that have been published. If, for example, the requirement is for a minimum type floor, the open web steel joist is generally the

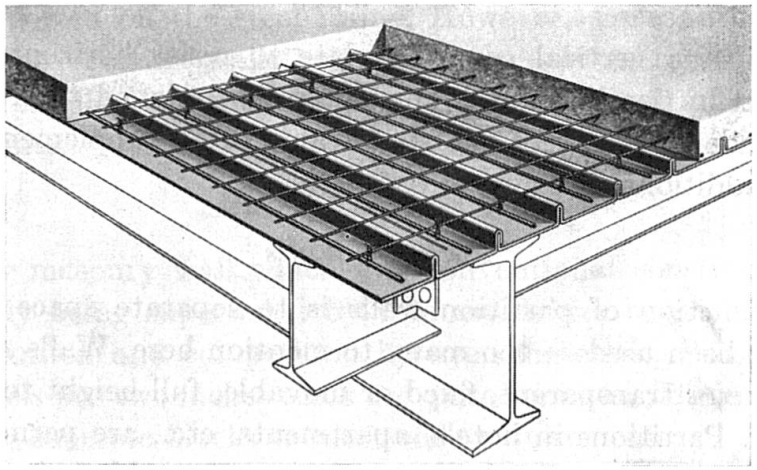


Fig. 11.

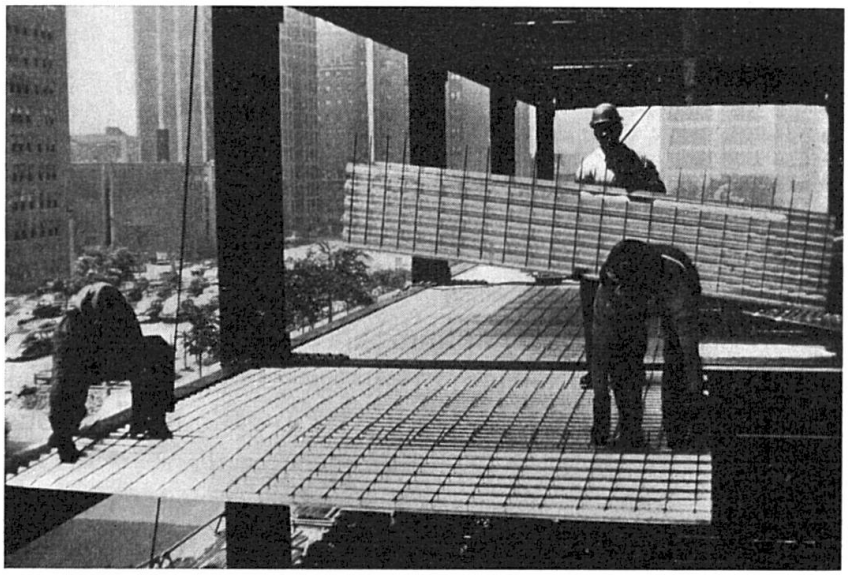


Fig. 12.

least costly. On the other hand, if the need for efficient electrical services is great, then a cellular steel floor could be the most economical.

The problem of costs is perhaps not too important. What is important is that the designer has *many* floor systems from which to choose the one he thinks will serve the best and give his client the most for his money. Competition by the producers will keep the costs down.

Walls

Classification

Walls for tier buildings may be classified into three groups according to their utility: (1) shear walls, (2) partition walls, and (3) exterior enclosure walls. Of the three, exterior walls are the most important to the steel frame, therefore, this paper will be largely devoted to a review of exterior walls with just a brief description of the other types.

Shear Walls

Shear wall — a vertical concrete plate to resist horizontal loads — is sometimes used in tier buildings. They may be designed to transmit all the lateral loads independently of the steel frame or to supplement the framing in the role of additional bracing.

Partition Walls

Principal function of partition walls is to separate space. A variety of materials have been used — too many to mention here. Walls may be hollow or solid, opaque or transparent, fixed or movable, full height to the ceiling or only part way. Partitions in hotels, apartments, etc., are permanently fixed, while those in many new office buildings are demountable to satisfy the occupants' frequent rearrangement of office space.

Enclosure Walls

Prior to the invention of the steel skeleton in the early 1880's, exterior walls were load-bearing. One famous 16-story Chicago building has a bearing wall whose base at the widest point is said to be 15 feet thick. The introduction of steel columns capable of supporting 50 times the load that the same masonry on unit-area basis could accomplish virtually revolutionized building construction. Exterior walls, relieved of supporting loads, became nothing more than a skin or curtain to keep out the weather.

An early building code regulation, originating in the pre-steel skeleton era, required the wall to possess a fire resistance of four hours. Obviously this was intended to prevent collapse of the building's principal support. Unfortunately, this requirement was carried over to apply to the new curtain wall even though the load-carrying chore has been transferred to the steel framework.

Progress has also been hampered for 50 years by a code provision that required a fire-resistant rating for solid walls *but not for glass window openings.*

Recently there has been substantial progress in building code modernization. At this writing, about 80 percent of the important building codes (those for major cities and so-called "model" codes) have revised their codes to permit the use of thin curtain walls.

While the foregoing code revisions have rapidly advanced the use of thinner walls, the greatest stimulant for metal walls can be attributed to the switch from a rigid specification type of code to that of performance standards — a basic philosophy agreeable to all code writers. Instead of specifying that a wall shall be 12 inches of masonry, the newer performance code may simply state: "non-combustible construction" — with fire resistance of zero to two hours as the case may be. This regulation has given impetus to the amazing development of thin *metal* curtain walls and to the free architectural expression of materials and colors which we see today in buildings all over America.

In the broadest sense, a curtain wall is any wall, thick or thin, whose dead weight is supported on the steel frame. However, some authorities seem to think appelation "curtain walls" should apply only to the thin panels, fully insulated and finished on both surfaces, shop fabricated and shipped to the job in large units.

Masonry Curtain Walls

The heavy masonry wall which was conventional construction for many years is largely being superseded by thinner, lighter types, all the result of code modernization and competition between materials. Precast concrete or limestone panels but two inches thick are quite common. These are also backed up with tile or concrete blocks to meet code requirements.



Fig. 13.

Even thinner walls are being developed and installed, probably spurred on by the rapid progress of metal wall construction. These take the form of "sandwich" walls, fabricated in large panels. For example, a 3×9-foot panel, 3 inches thick, consists of a one-inch-thick ceramic veneer (modern architectural terra cotta) backed with two inches of light weight aggregate reinforced concrete. A finish coat of plaster may be applied to the inside face. This wall panel weighs but 30 pounds per square foot. A typical installation on a steel frame office building was recently completed in California, fig. 13.

Metal Curtain Walls

The use of metal for exterior walls is not new; cast iron was used more than fifty years ago. What *is* new is the use of metals in thin sheets of gage thickness — ranging from 0.010 inch (32 gage) in stainless steel to 0.125 inch thick bronze sheets.

Many metals have been used; the most prominent are steel, stainless steel, aluminum, copper and bronze.

Basically the thin metal curtain wall consists of a metal sheet backed with insulating materials to form a prefabricated sandwich. One pioneer installation consisted of $^1/_8$-inch-thick aluminum weighing 2.4 pounds per square foot, 4 inch perlite (lightweight aggregate) concrete backup and a plaster finish, the total weighing 40 pounds per square foot. In a more recent installation, also using $^1/_8$-inch-thick aluminum facing but backed with fiber-glass insulation and an aluminum foil vapor seal, the thickness totalled $1^1/_4$ inches and the wall weighed 4.5 pounds per square foot.

Another type of sandwich wall as actually used consisted of a laminate of three materials — an exterior facing of porcelain enamel on 18 gage steel sheet, a $^1/_8$-inch-thick asbestos cement board, and a 20-gage steel sheet — a $^7/_8$-inch thickness of fiber glass insulation and a second asbestos cement board. This wall is $1^3/_4$-inches thick. In still another building the panel of 22-gage stainless steel was secured to a paper honeycomb filled with phenolic foam and enclosed with galvanized sheet steel. This panel, $1^3/_4$-inches thick, weighed 3.5 pounds per square foot.

The story of thin metal walls and the many variations and materials being used today is most fascinating. One cannot possibly do justice to this subject in a brief review. Suffice to say that this development has given color to the American skyscraper, opening a new vista for architectural expression. The widest selection of color is afforded by porcelain enamel on a steel or aluminum base. Anodized aluminum comes in gold, black, blue-grey and natural. Stainless steel is obtainable in black, although gold and bronze are being developed. Thin hollow glass units, 2 inches thick, are produced in eight standard colors. Just as colorful are the new ceramic veneers. Truly we are witnessing a building renaissance.

Field Adjustments

The recent growth of thin panel walls has focussed attention on the permissible deviation of the vertical alignment of steel columns in tier buildings. For the many years during which masonry walls were dominant, the usual steel specification simply considered exterior columns plumb if error was less than 1 : 1000. Evidently this rule, without explicit interpretation, was compatible with the inherent flexibility of unit masonry construction practices.

The advent of rigid panel walls, prefabricated in units of one to two stories high and up to 10 feet in width, brought forth numerous inquiries for a clearer interpretation of the old 1 : 1000 rule. Wall erectors were discovering that the deviations were often more than they had anticipated and corrections were difficult for them.

In March, 1959, the American Institute of Steel Construction, the national association representing the structural steel fabricating industry, issued the following revision to their Code of Standard Practice:

"In the erection of multi-story buildings individual pieces are considered plumb, level and aligned if the error does not exceed 1 : 500, provided that:

1. The displacement of the center-line of columns adjacent to elevator shafts, from the established column line, is no more than 1 in. at any point in the first 20 stories. Above this level, the displacement may be increased $^1/_{32}$ in. for each additional story up to a maximum displacement of 2 in.
2. The displacement of the center-line of exterior columns from the established column line, is no more than 1 in. toward, nor 2 in. away from the building line at any point in the first 20 stories. Above this level these limits may be increased $^1/_{16}$ in. for each additional story, but may not exceed a total displacement of 2 in. toward, nor 3 in. away from, the building line."

In addition to the variation in plumbness, there are the permissible dimensional variations in the steel shapes as rolled by the steel mills and the inaccuracies of fabrication. Both are duly limited by nationally recognized specifications. To these structural variations may be added the dimensional deviations of the wall panels themselves, although these products are precision-built in shops. Therefore, to allow for the possible accumulative effect of all variations, wall connections to the structure should permit adjustment in three directions: up and down, in and out, and laterally along the face of the wall.

Some experts in the curtain wall industry have recommended a clearance of not less than 2 inches, preferably 3, between the wall and the structural elements. Since this thought follows closely the newly established criteria for plumbness of multi-story columns as stated above, it follows that the wall is independent of the steel frame insofar as plumbness is concerned. Offhand this seems to be unnecessarily exacting, particularly on taller buildings where natural movements due to wind and sunlight will cause deviations from true

vertical. It would seem more logical for the skin to be shaped to its supporting frame. Undoubtedly, a specification for curtain walls will eventually include a tolerance for plumbness that will recognize the reasonableness of this thought.

Panel Attachments

Connections may be made to the spandrel as shown in fig. 14, to the columns, and in some designs to a secondary system of steel members — usually vertical mullions extending from floor to floor.

A variety of attachments have been used; no one detail or practice is either typical or standard. Short angle "clips", bent plates, hook bolts, and brackets are a few of the types that have been used. They all have adjustability in common for reasons previously given. Such adjustment, however, is only for erection. Bolted connections in some installations have been welded to prevent the connection from ever working loose.

These attachments may be fastened to the steel spandrel beams or columns with bolts, welds, explosive powder-driven pins, or automatic welded studs. Similarly, connections may be attached to the concrete slab or to concrete fireproofing encasing the spandrel with powder-driven pins or by use of cast-in-place anchors and inserts.

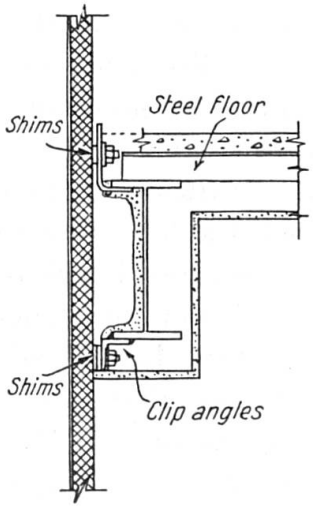


Fig. 14.

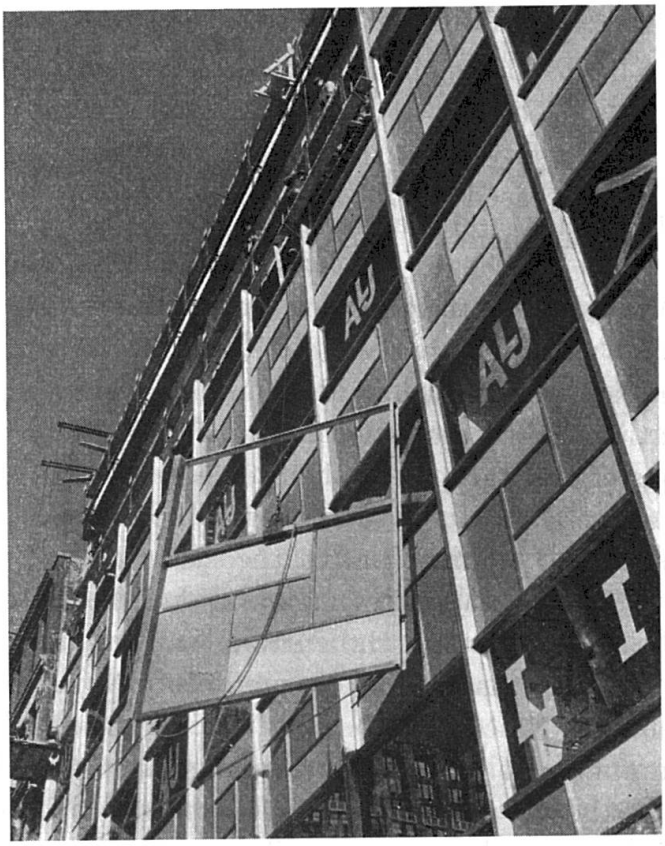


Fig. 15.

Here again, drawing from those experienced in wall erection, it is often better to start erection after floor concrete has been poured for several floors above. This, they say, adds considerable rigidity to the steel frame and enables the wall erector to hold the alignment better.

There also seems to be a preference by some erectors of wall panels to install their own connections rather than have them preset by others. This, of course, would be satisfactory to the structural supplier since it relieves him of the task of providing holes or attaching clips to the beams in the shop. Whatever the arrangement, it should be clearly stated and all construction trades fully informed.

Since practices are still far from standardization in this period of development, it behooves the structural steel designer and fabricator to be familiar with the design features of panel wall attachments. Quoting from a recent research report prepared at Princeton University, attachment devices should meet the following requirements:

1. Strength — sufficient to support panel loads independently.
2. Permanence — must not loosen as result of building movement or thermal expansion of wall panels.
3. Adjustability — in three directions.
4. Corrosion resistance — equal to life of building.
5. Fire resistance — sufficient to ensure that wall panels will stay in place in event of fire.
6. Erection from interior.

One of the major advantages of panel wall construction on steel tier buildings is the elimination of scaffolds needed for unit masonry wall construction. As shown in fig. 15 the panels may be completely installed from the interior of the building and work may proceed in almost any kind of weather short of hurricanes. Thus, the panel wall has joined its bosom companions — the skeleton steel frame and the newer floor systems — by freeing field construction from such costly items as shoring (falsework) and scaffolds. Field labor is gradually giving way to shop labor and the efficiency of pre-fabrication. Clean, fast, efficient field construction is the order of the day.

Conclusion

Light weight walls, light weight floors, and light weight fireproofing have reduced the gross weight of structural steel in modern tier building construction. To this may be added the influence of higher unit stresses (12,000 to 18,000 pounds per square inch prior to 1936, 20,000 since then), and that of refined design analysis.

No one, to the writer's knowledge, has undertaken the survey of building

construction to determine how much steel has been saved over the years. Several years ago, when the Alcoa building with its then revolutionary thin aluminium walls was built in Pittsburgh, the following item appeared in a technical journal:

Pittsburgh Office Building	Year Built	Stories	Rentable Area	Structural Steel
Oliver	1911	24	317,000 sq. ft.	10,000 tons
Gulf	1932	38	304,000 sq. ft.	12,700 tons
Alcoa	1952	30	310,000 sq. ft.	6,500 tons

Source: Engineering News-Record, April 3, 1952.

While this brief comparison is not entirely conclusive, the fact is rather obvious that modern steel framed tier buildings weigh considerably less than those of 30 years ago. The resultant economy forecasts continuance and even extension of the use of steel frames in American building construction.

Summary

The purpose of this paper, one of a trilogy on steel tier buildings, is to review the current designs of floors and walls, the two principal building components, with relationship to the supporting steel framework.

Floors and walls are classified for convenience of review, are described in detail, and are illustrated for clarity.

Résumé

L'auteur passe en revue les divers types de plancher et de paroi utilisés dans les bâtiments à étages multiples; il montre les rapports qui existent entre ces deux éléments du bâtiment et l'ossature métallique.

Les planchers et les parois sont groupés par types décrits en détail et illustrés.

Zusammenfassung

Der Autor untersucht die verschiedenen Typen von Decken und Wänden, die im Stahlskelettbau verwendet werden, im Zusammenhang mit dem Tragsystem.

Die Decken und Wände werden in Typen eingeteilt. Es werden detaillierte Beschreibungen und Illustrationen gegeben.

III c 1

Erection and Accident Prevention on Tier Buildings

(Erection Practices on Large Steel-Framed Tier Buildings)

Méthodes de montage pour les ossatures métalliques des bâtiments à étages multiples

Montage-Methoden bei großen Stockwerkrahmen aus Stahl

WILLIAM G. RAPP

Asst. to General Manager of Erection, Bethlehem Steel Company, Bethlehem, Pa., U.S.A.

Over many years, experience in the United States in the erection of structural steel tier-building frames has resulted in the development of procedures, equipment, and safe practices that have been found to produce efficient, economical, speedy and safer results for this particular type of construction. This paper deals with the procedures and safe practices found to give the best results, together with the type of organization necessary to use these methods to best advantage.

The basic equipement most suitable for erecting the majority of multi-story structural steel building frames is the guy derrick. In some special situations, stiffleg derricks are used to supplement guy derrick erection. And under certain circumstances, crawler cranes are used, with occasionally truck cranes being employed on low buildings. The guy derrick consists essentially of a boom, load falls, boom falls, and a vertical mast which is slightly longer than the boom, with guys from the top of the mast, in several directions, to some form of anchorage.

The boom is pivoted horizontally at its foot, or heel, at the bottom of the mast, by means of a steel pin, and is held in position by wire cables reeved into tackle or falls, called "boom falls" or "topping lift", between the head of the boom and the head of the mast. This permits the boom to rotate in a vertical arc about the boom heel pin. The lead line from the boom falls enters the top of the mast, then continues down the mast, through the foot-block, to one drum of the hoisting engine.

The load falls or tackle is reeved through blocks — the upper block secured

to the upper end of the boom, while the lower block is free to be raised and lowered. The lead line from this set of falls feeds through the top of the boom, down the upper face, through sheaves in the lower end of the mast, down through the foot-block with the boom cable, to a second drum on the hoist. A suitable overhauling ball of sufficient weight to overhaul this load falls is secured to the lower load block. Slings or lifting devices used to pick the steel members can be secured by shackles to suitable loops or eyes or directly to a hook on the lower end of the overhauling ball.

Anchorages for the guys can be the building frame itself once the steel has been erected above the ground. Or, with the derrick starting at ground level, the guys may be anchored to the column footings, to "dead man" anchors buried in the ground, or to eye bolts grouted into holes drilled into rock foundations where available. The anchorage is needed to resist uplift and horizontal movement, due to tension in the sloping guys, which, being generally of wire rope cables, can transmit only tension.

A gudgeon pin is secured to the top of the mast. A casting called a "spider", with a hole in its center, is slipped over the gudgeon pin. To this spider casting the guys are attached. By means of these guys, the spider, and the gudgeon pin, the mast and boom may rotate through 360°. However, the mast must be longer than the boom so that the guys from the spider will clear the top of the boom as the mast and boom are rotated. This introduces the only objectionable feature of the guy derrick — the boom must be raised to its highest position when turning from an area between any two guys to an area between any of the other guys. At the foot the mast rotates in a foot-block where it rests on a bronze washer generally, to reduce friction in turning, or on roller bearings, or in a ball-bearing race.

The rotation of the mast and boom about the vertical axis of the mast is generally accomplished by means of a bullstick, a reasonably long piece of pipe 4 or 6 inches in diameter, inserted through a pair of angles bent into "*U*" shape to form brackets, and secured to the mast, about waist high above the working floor. However, in the case of heavier guy derricks of greater capacity, a bull wheel is often required. This consists of a large, circular ring composed of angles or channels secured to the foot of the mast. Wire rope cables around and secured to the bull wheel, leading to a power-driven drum, provide the necessary force to turn the boom and mast.

In the case of the guy derrick and the stiffleg derrick the motive power for the boom and the load is a separate hoist — powered either by gasoline, diesel oil, electricity, or steam, though steam is relatively obsolete for tier buildings.

Cranes, on the other hand, are completely self-contained in that the power for raising and lowering the boom, as well as for raising and lowering the load, is part of the crane body proper. Rotation of the boom and mast is accomplished by rotating the entire body of the crane, with the boom always on

the same line with respect to the crane body. The crane body in turn rotates on, and is supported by a pair of tractor assemblies in the case of the crawler crane; by a truck chassis in the case of a truck-crane; and by a frame supported on railroad trucks in the case of the locomotive crane. In all three types the crane body acts as the mast, the entire body rotating in similar fashion to the mast of the guy derrick or stiffleg derrick. The boom is pinned at its foot to the crane body, somewhat similar to the derrick boom, except that it is generally designed to have as wide a lower end as the crane body design will permit, tapering to a narrow width at the upper end.

Derrick booms are generally box sections of fabricated angles, plates, and straps or lacing, either of practically uniform size in cross-section throughout, or enlarged section at the mid-portion of its length, tapering toward the ends. In addition, the derrick booms usually have the upper load falls block attached independently to the head of the boom, with only lead sheaves integral with the boom, whereas the crane booms frequently have the sheaves corresponding to the upper load falls block incorporated into the head of the boom itself. The mechanism for raising and lowering the load and the boom is self-contained in the crane body, as is also the motive power for rotating the crane body about its support. In the locomotive crane and the crawler crane, the power for traveling is also in the crane body. In the truck crane, the power for traveling is usually in the truck chassis separate from the crane body, though some manufacturers have built completely self-contained forms of truck crane bodies.

Let us assume that a contract has been made to erect a structural steel tier-building frame, and the preliminary study of the design drawings has been completed. At this time a decision should be made as to the type, number, and size of derricks or cranes to be used. In addition, a study of the site conditions should have been made, to determine how the steel can be delivered and erected. Foundation drawings are checked to determine the weight and stability of footings as anchors for the erecting derrick, if derricks are to be used. After these studies the erector can confer with the draftsmen who will prepare the detail drawings from which the various members are to be fabricated. He will also instruct the shop on shipments. The terrain at the site will influence the delivery of steel — by rail directly to the site, by truck from fabricating shop, or by truck from nearby rail or water delivery points, or by truck from unloading yard. For most efficient tier-building erection, an unloading or sorting yard is necessary, unless the fabricating shop has sufficient facilities to sort the steel into small areas as installments and deliver it in these installments as needed by the erector. The capacity of the equipment may limit the size of pieces to be shipped. Special connections should be studied to insure safe and speedy erection wherever possible. Decisions should be made on shipments of trusses if there are any in the structure — knocked-down, partly assembled, or completely assembled.

All permanent beams on which the derrick will be supported at the various floors must be thoroughly checked for shear at the end connections, moment due to the derrick loads, web buckling, and end bearing. Often shores are needed to transmit part of the load to beams below. Sometimes heavier beams must be used in place of the designed weight beams, or additional connections may be provided to support the erection load, which, in the case of the guy derrick, includes not only the weight of the derrick itself and its temporary supporting beams, but also the lead line pull of the load and boom cables leading down through the building to the hoist below, the stress in the mast from the guys, the planked floor, as well as any steel which may be landed in the immediate area around the derrick. The effect of the vertical and horizontal components of the guy stresses due to the loads to be picked must also be checked.

Schedules are prepared for shipments, based on the expected production by the type and number of pieces of equipment selected. Tool lists are prepared so safe and adequate equipment can be assembled, overhauled when necessary and small tools put into proper, safe condition. Supplies are arranged for such as fuel for engines, coal for rivet forges, electrodes for welding, oxygen and acetylene for cutting. Laws and ordinances must be checked to determine local requirements such as the planking of working floors, minimum sizes of ladders, maximum number of open floors permitted between the concreted floor and the derrick working floor, and similar restrictions that might affect the work. With the preliminaries taken care of, such as shipping equipement, scheduling steel, arranging for men, conferences with the general contractor to insure cooperation and dovetailing of the work of other trades with steel erection, the job is ready to start. Let us follow through on a typical tier-building, which, as stated before, is usually erected by guy derricks.

In most tier buildings in large cities, the lowest level is usually well below street level. If the site is large, a ramp is often built for the excavator to haul away excavated material. The steel erector using the ramp can then deliver his derricks close to their planned locations and later truck steel into the excavation close to the derricks. Care must be taken to make sure that the ramp has been built strong enough to support the heavily loaded trucks. The side walls of the "hole" are usually shored to prevent dangerous cave-ins, and care must be taken to keep the shores in such locations that the steelwork can be erected without interference.

The parts of the derrick are unloaded with a crane when such equipment can be secured, and the various pieces assembled on the ground in their relative positions, to make the required lengths of the mast and boom. The crane sets up the mast or boom, which is then guyed to anchorages in the foundations. The remaining member, boom or mast, is set into place by the crane, and the boom falls and load falls are reeved up so the derrick is ready to work; or the boom can be assembled and tripped up into place by means

of the boom falls. By using power for setting up the derrick the hazards present when the men have to assemble the sections by hand are eliminated. However, if no crane or other rig is available, the derrick sections must be rolled off the truck and bulled by manpower into position for assembly into mast and boom. The hoist which will later power the derrick falls is set in place, and cables reeved through blocks to form tackle are used to upend the boom. Then, using the boom as a pole, the mast is tripped up into place. The bottom end of the boom is pinned into its seat at the foot of the mast to act as a hinge and thus permit the boom to rotate in a vertical plane, as previously explained.

Grillages for heavy column loads, or slabs for light loads, are next set to line and grade on screed angles or thin shims. Leveling bolts are sometimes used where heavy slabs must be set. After setting the grillages or slabs accurately, forms are built around the grillage by the general contractor, and concrete or grout of cement, sand, and water, is poured to be sure the column load is properly transmitted through the grillage into the footing. When a relatively light slab is used, whenever possible foundations should be brought to finished elevation, or a thin plate set to grade, the slab shop-assembled to the column, and the slab and column then erected on the finished footing. This eliminates the entire operation of setting the slabs by means of shims, screed angles, or leveling bolts, and reduces the number of pieces to be erected.

The steel is divided into tiers, usually two floors each, and the first tier is now delivered to the job site. Usually the beams arrive first so that they can be distributed about the site approximately under their final location in the structure. Timber skids are laid to help keep the beams from rolling over as the men distribute them. Otherwise, the beams landed on the usually rough, uneven ground would easily be knocked over, thus unnecessarily endangering the men. Sorting of the steel into general derrick areas should be done at the shop where possible, with further sorting at an unloading yard within reasonable trucking distance from the site. These areas should be such that the derrick can distribute all the steel in any installment between two guys. This eliminates the need of raising the boom to its maximum upright position to clear the guys, turning the derrick, and then booming out again while still carrying the load of steel by the load falls. Eliminating such moves removes the possibility of men's hands being caught between beams in the load as it is steadied while booming up, ducking a guy, and booming out again to land the load where it is to go.

The foreman of the raising gang knows where to place the various pieces by means of erection diagrams showing the ultimate location of each piece by means of a schematic line drawing and a numbering system — the same number being on the detail drawing, on the piece, and on the erection diagram. This distributing is done between delivery of truck-loads, and columns should be delivered for an area at such time that the derrick can erect the columns in a panel, fill in the beams between, and continue erecting or unloading mors

steel in adjacent areas. The erection diagram, in addition to showing the mark and location of each piece, usually gives the size of the beam sections and important dimensions, such as distance between columns, and distances off center of a beam if it is not on the centerline of column. Where there may be difficulty in knowing how a piece is to be erected, a small section is also shown or some indication given, for example, the direction a channel should face, or whether an angle is to be erected with the outstanding leg at the top or bottom of the vertical leg.

Erection is usually started in the panel furthest from the derrick and away from the street or delivery point. The steel in front of the derrick at the delivery point is filled in last so that the boom can be used up to the last minute to unload trucks. Finally the derrick fills in the steel in the area around itself. It is then ready to jump to the upper level of the steel erected, usually two floors or one tier above. The derricks proceed to erect a tier, jump to the upper level erected, erect the next tier, and so on upwards until the structural steel frame is completed. It is this ability of the guy derrick to jump from floor to floor by itself that makes it safer, more efficient, and more universally used in erecting a high tier building than the stiffleg derrick which generally requires a second derrick to raise it from floor to floor. There are additional objections to the use of the stiffleg derrick for tier-building erection. These will be pointed out later.

Efficient erection requires the use of any devices which will aid in safer and more economical and expeditions work. An example of this is the column-setting "hickey" which requires holes on the centerline of the upper column splice plates when fabricated. The column is picked by means of a pair of slings secured to two shackles fitting over these holes in the upper splice plates. A long steel pin through the special holes in the plates and through the shackles, permits the column to be rotated from its horizontal, delivered position, to its vertical position for erection. The column then hangs plumb, whereas with a sling around the shaft it cannot hang truly vertical. This scheme eliminates one of the hazards in erecting. Once the column is in place and secured to the shaft below, a line to the long pin through the shackles, is pulled to remove the pin. This disengages the shackles from the column without the need of a man having to climb the column to "cut it loose", as is the case when a sling is used.

Where a building lends itself to erection of one portion with a few derricks, followed by the second portion, it is often advantageous to all concerned to complete the first section before starting the second. The fabricating shop can ship the steel at a faster rate, the derricks will jump sooner, and the general contractor will be able to follow through on a small area and concrete it. This makes that portion of the floor available for the various trades to build walls, install electrical conduits, plumbing, etc. It also reduces the equipment to be shipped, with no loss in overall time.

But to go back a bit. The steel has been shipped from the fabricating shop by truck, if the shop is close to the building site; or more generally, in railroad cars. It arrives at an unloading point where it is unloaded by locomotive cranes, or crawler cranes, or truck cranes, or even by an overhead railroad gantry crane. The latter, however, is much slower than the more mobile and flexible cranes. In erecting a tall tier building, especially in a congested area, it is usually advisable to establish a yard where the steel can be unloaded, sorted, and stored in advance of need at the building site. If delays develop in transit, there will then be ample time to absorb this delay at the yard. Also, additional sorting can be done at the yard to eliminate some of the sorting at the site.

Actual erection of the individual beams, girders, or trusses requires the use of wire rope slings with an eye spliced into each end, or shackles secured to hitches previously installed on the piece. The size of slings used should be watched carefully to make certain that they are of adequate strength. Erection of diagonal members introduces a special hazard as the sling must be heavy enough to hold the piece but light enough to grip it without sliding upward. For sorting the steel and distributing the pieces into locations approximately under their final positions in the structure, special hooks on the ends of a pair of eye-and-eye slings are used. The hooks are shaped to slip over the ends of beams, gripping the web, and so designed that they will not catch the hand of a man holding the hook in position and squeeze it against the beam.

When filling in the steel in a tier, a single sling is usually used so that the beam can be tipped safely by means of a line called a tagline, hooked into one end of the piece to permit threading the piece through the steel already erected. For heavy girders, and trusses, two slings or hitches are customary to make the piece hang level as erected. For very light, possibly unstable members, a balance beam may be used, or a stiffening timber or beam temporarily secured to the top flange. A balance beam also permits two rigs of unequal capacity to pick proportionate loads in lifting a piece too heavy for either one alone. A balance beam consists essentially of a structural member supported at its center by the erecting rig and provided with connections at the two ends for slings or shackles with which to pick the piece being erected. The length of the balance beam is such that the piece can be picked safely. By inverting the balance beam and using the center connection to pick the piece, the end connections may be used by the two rigs picking jointly.

Often a crane is used to erect the first tier of steel on which it sets up the guy derrick for erecting the balance of the structure above. This eliminates all the hazards of setting up the derrick in "the hole" and the need of safe anchors for the guys in the foundations or footings. It also does away with the first jump from the ground to the top of the first tier steel, which is never as easy as the subsequent jumps. On reasonably low tier buildings cranes can

be used to good advantage. With guy derricks on the other hand, an entire floor can be completed for the general contractor to do his work, whereas a crane erecting a multi-story building usually requires complete erection from ground to roof by panels or bays, allowing the general contractor to work on very small portions of all floors at a time, instead of all of any one floor. In addition, with this method it is usually not possible to install adequate temporary planking below the men working on the steel or above men concreting floors below.

With a small area, one derrick may be able to handle the entire floor. With larger areas, a decision must be made if one derrick with longer boom and mast, or two smaller derricks, should be used. The longer boom and mast generally means slower erection and possibly heavier equipment to handle the loads at the greater reaches. On the other hand, the two smaller derricks will involve greater freight or trucking costs, and probably greater total cost for setting up and dismantling. All these factors are weighed before the decision is made. Occasionally all except a small portion can be reached with the rig selected. A jinniwink can then be easily set up to erect this portion and it can later be used to help dismantle and load out the derrick.

The jinniwink is usually a low-capacity rig with all of its members light enough to be handled easily by two men. It consists essentially of a vertical A-frame acting as a mast, with a sloping stiffleg from the top of the A-frame back to a single stiff, horizontal sill, hinge-connected at its other end to the center of the front sill of the A-frame. The boom is held at its upper end by falls to the top of the A-frame and at its lower end is secured to the center of the front sill in a special knuckle permitting horizontal and vertical rotation inasmuch as the mast is fixed and cannot rotate as in the case of the stiffleg and guy derricks, where the mast rotates in a horizontal circle and the boom in vertical planes.

For a long, heavy, moderate height tier building, cranes may be inadequate or ground conditions too poor. In such a case a stiffleg derrick with greater capacity can be mounted on a platform to be slid or rolled on the steel as erected, or on rails laid on the structure, and moved ahead, panel by panel as it erects. This is called a "traveler". At the two ends of the building, a guy derrick is often set up to pick the stiffleg derrick traveler bodily and turn it around at the next higher level to permit it to return, erecting the tier above as it goes. This is especially convenient when speed in erection is not important or where the shop is unable to fabricate or ship rapidly enough to feed more than one or two rigs.

The stiffleg derrick consists basically of a boom and mast; the mast, similar to that of the guy derrick, rotates at its lower end in a seat corresponding to the guy derrick foot-block, but is designed to resist uplift. The upper end differs from the guy derrick mast in that it is held in place by two inclined, stiff back-legs connected at their lower ends to horizontal sills, which transmit

the horizontal stress between the foot of the boom and the lower ends of the back-legs. The boom is hinged horizontally to the mast at its lower end, or heel, and the two rotate as a unit about a vertical axis, like the guy derrick.

However, whereas the guy derrick boom and mast can rotate 360°, the stiffleg boom and mast can only be rotated from the position of the boom against one back-leg around to the other back-leg, with intermediate positions where there may be compression in one of the legs, or tension in one and no stress in the other, from the load being handled, or tension in both legs, all depending on the position of the boom and the angle between the back-legs. Since there is always the possibility of tension, provision must be made to tie down the sills to the structure, or otherwise provide counterweight to resist the vertical component of tension in the back-legs. Stiffleg derricks are not very mobile and are generally used only for heavy work. They do not lend themselves to efficient erection of tier-building frames except in special situations. Furthermore, the sills and back-legs must be strong enough to take not only tension, as in the case of the guy derrick guys, but also compressive stresses. The boom can be longer than the mast since the top of it does not have to clear under guys when rotated, as in the case of a guy derrick.

Ingenious devices must be used to expedite the work, reduce costs, and promote safety. Crawler cranes with booms and jibs extending as much as 200 feet aloft can erect high structures, if the ground conditions are satisfactory. Ordinarily, the cranes will erect the sides and end of a building, backing out as they erect more and more of the structure. Where ground conditions are poor, timber mats are used to distribute the loads and maintain the crane in level position.

Low tier buildings are often erected more speedily by crane than by derrick, especially if the structures cover large areas. The time of setting up and later dismantling the derricks, or moving them laterally to reduce the number of derricks, is saved by the use of cranes. The crane has greater mobility and flexibility than a derrick. However, it needs good ground conditions to operate safely and must have more space to travel kept clear of unloaded and distributed steel.

Structures with reasonably light members, and not too great height, lend themselves to erection by truck crane, which is even more mobile than the crawler crane. It can move rapidly over the highways under its own power without damaging the paving while crawler cranes must be moved on special carriers both due to their slow rate of travel and the probability of damage to the road by the crane treads. And with both truck cranes and crawler cranes, ground conditions must be carefully watched. When muddy or wet, adequate mats should be used to support the cranes safely in a level position. Under such conditions the men must also be constantly watched and cautioned not to go aloft with muddy, slippery shoes which may make them slip on the steel and fall. The same hazard exists with snow on the ground.

Often the weight of individual members, especially in the lower floors, is greater than the capacity of the available guy derricks. Where this is the case and the layout of the building is such that two guy derricks cannot be used together to unload and later erect such heavy steel, stiffleg derricks are sometimes used. The stiffleg derrick starts at ground level in the street, erects a section on the structure ahead of itself, from the bottom of the excavation to ground level, moves forward on the panel just erected, and sets more steel ahead — moving forward progressively on the steel as erected. Meanwhile, it will be setting up guy derricks of lighter capacity on this steel, to erect the steel above in the usual fashion.

The greatest advantage of the guy derrick probably lies in its ability to "jump" — move from a lower floor to an upper floor by itself. The derrick completes all steel in the tier directly above its working floor, finally hemming itself in as it erects the panel directly around it. The derrick then prepares to jump to the top of the steel just erected. The boom heel pin is pulled out so the boom hangs from the top of the mast by means of the boom falls or topping lift. The footblock has been temporarily fastened to the mast with turnbuckles and shackles. The boom is turned 180° and a device called a "boom seat" or "boom heel seat" is fastened to the foot of the boom by the boom heel pin, to protect the foot of the boom, which is landed on specially provided steel beams called "jumping beams". With the boom turned 180° the load falls is hooked on to the mast, just above its center of gravity. Four or five jumping guys extend from the top of the boom to sets of falls, to hold the boom as a gin-pole for raising the mast. The load block is now between the boom and the mast instead of outside the boom. The mast is ready to be picked by the load falls.

When the four guys have been fastened to the boom about 90° apart, with a fifth guy directly opposite the mast to be picked, a slight strain is taken on the load line and the mast is thus held up by the boom. Next the guys ordinarily holding the mast are cut loose from the columns where they are anchored, on the derrick floor, and are brought up two floors and fastened in readiness for the new position of the mast. The hoist operator now goes ahead on the load line and the mast is picked up by the load falls, the boom acting as a pole. The mast guys are gradually taking up the slack so that when the mast is up, the guys on it will be ready to go to work. Sets of falls still hold the temporary guys to the top of the boom.

The foot of the mast is raised slightly higher than the two steel beams on which the derrick is supported at each stage of erection. These beams are spread apart enough to allow the footblock to come up between them, from below. They are called "jumping beams" even though they are not only used in jumping the derrick but also serve as the support for the derrick when operated. They in turn transmit the derrick loads into the steelwork. As the mast is raised above these jumping beams, the mast guys are ready to hold

it in place. Slacking down, the footblock which was temporarily secured to the foot of the mast lands on the jumping beams which are usually steel H-beams, but can also be heavy timbers. Next, the guys to the top of the mast are all made tight by means of turnbuckles at their lower ends, and the guys which held the boom as a gin-pole, are cut loose. The hoist operator now goes ahead on the boom-falls cable, and instead of the boom booming-up, the head of the boom is drawn directly upward to the top of the mast.

After the boom is raised high enough, the boom heel protective device is removed, and by means of a sling around the foot of the boom and the mast, secured to the load block, the foot of the boom is pulled over to the mast and when it is in proper position, the boom heel pin is reinserted. The derrick is now ready to go to work again, erecting the next tier above. While this is going on, a plank gang generally has been distributing plank on the new derrick working floor. The floor on which the derrick stands should be completely planked over, preferably with 2×12-inch planks, long enough to reach across two or three beams, but short and light enough that two men can safely carry them and lay them in place. With two or more derricks close enough together one can sometimes pick the other bodily and set it on the upper floor. This derrick in turn then picks the first and sets it on the upper floor. This eliminates the entire jumping procedure.

If plumbing and bolting, riveting, or welding can be completed in an area above the derrick working floor, the planks below that area can be gathered together into bundles, lifted by the derrick to the upper floor, and spread out on the completed area before jumping. In this way, the men bolting, etc., are protected by the planks two floors below. Also, workmen still further below are protected if a nut, or bolt, or any other object is accidentally dropped. Where this arrangement cannot be followed, planks are frequently left, and planks from the previous working level, generally two floors below, are gathered into safe bundles and leap-frogged past the derrick floor to the top of the newly erected tier of steel, to be spread out in advance of jumping, or at least before taking in the next tier of steel. Skids consist of a few planks piled two or three high, or 4×4-inch timbers that have been used to load the steel in railroad cars, or even special timbers. These are laid at such points on the planked floor that when a load of steel from a truck in the street is landed on them, the concentrated load of this bundle of steel beams is carried into the permanent steel frame rather than to the planked floor itself.

For structures bolted with A.S.T.M. A-325 high-strength bolts, impact wrenches are almost universally used. Whereas formerly the wrenches were individually calibrated, usually daily, to provide the torque to produce the required minimum tension in the bolt for the particular diameter being installed, the method presently used eliminates the daily calibration of the wrenches. After spinning the nut on the bolt to a snug fit, the impact wrench then rotates the nut an additional one-half or three-quarter turn, depending on the dia-

meter and length of the bolt. Laboratory tests have determined the amount of additional turn sufficient to provide at least the minimum tension required in the bolt under the specifications of the Research Council on Riveted and Bolted Structural Joints of the Engineering Foundation. The required tension has been incorporated into the building codes of many cities in the United States. For a small number of such bolts, some erectors will use a torque wrench, but this is usually not as satisfactory as the turn-of-the-nut method or even the use of calibrated wrenches.

The riveters, bolters, or welders work from the steel itself or from the planked floors where feasible, but where this cannot be done, floats or needle-beam scaffolds are hung. The float consists of a plywood platform about 4×6 feet, or parallel boards covering about the same area, secured to, and supported on adequate cross-pieces suspended by manila lines near the four corners, the upper ends of the lines being generally tied to steel members of the structure. The needle-beam scaffold consists of a pair of long timbers, about 4×6 inches and 20 to 30 feet long, the ends being hung by manila lines from the steel above, with short planks laid across the two supporting timbers. In both types of scaffolds, the lines should be of first grade manila of sufficient size to hold the men and tools on the scaffold safely, and of sufficient extra size in case a strand is burned by a hot rivet, welding sparks, or hot metal from oxy-acetylene cutting. The men should be taught safe hitches for the lines around the supporting beams, as well as at the points where the lines are tied to the scaffolds.

The connectors in the erection or "raising gang" are skilled in climbing the colums as erected, and walking the beams safely. However, as soon as possible after some steel is erected, ladders are put up to permit easier and safer access to the upper level. In the interest of safety, all the men should be provided with "hard hats" or "safety hats", made of fiber glass or other material, impregnated with an asphaltic compound and baked under controlled heat and pressure to become a tough, hard shell shaped to fit a man's head, with a properly fitted hammock or cradle to help cushion the shock of falling objects hitting the hat itself. Welders' helmets can be easily hinged to these safety hats. Goggles fitted with safety glass are used wherever there is danger of flying chips, sparks, coal dust or the like. Men cutting with oxy-acetylene torches are provided with goggles of tinted safety glass. Welders' helpers and men working in close proximity are equipped with safety goggles of a shade that will protect their eyes from harmful welding flash burns.

Columns are plumbed to the necessary verticality by a series of wire rope cables strung diagonally from the tops of columns in a tier to the lower ends of adjacent columns in the same tier, with turnbuckles inserted for pulling the upper ends in the direction necessary to plumb the columns and hold them until the permanent bolting, riveting, or welding has been done. Many other details must be taken care of in advance to assure an economical, efficient,

and safe job. For example, the overhauling ball, mentioned before, hung on the lower end of the main falls block, must be heavy enough to overhaul the falls so that once a piece is erected, the block will come down again by gravity, the weight of the block and ball being sufficient to overhaul the falls. On a tall building this may be quite serious as the weight of the cable leading from the derrick down to the hoist can be excessive. In fact, on very high buildings, this weight and the loss of time for the load block to be lowered all the way to the street to pick a load from the delivering trucks, may be such great factors that it becomes expedient to install an auxiliary relay derrick part way up the building. In most such cases, the hoisting engines are moved up to the same level.

Occasionally, a structure is so narrow that the guys on the derrick would be too steep for safe operation and for turning the boom under the guys. In such cases, temporary outriggers are used to give more effective guying. Sometimes as the upper stories become narrower, due to setbacks, a long boom and mast derrick is cut down to shorter lengths to increase the effective guy distances in relation to the length of the derrick mast. When this is done, the auxiliary derrick or relay derrick is often needed to feed the derrick with the shortened boom. A guy derrick or even a stiffleg derrick, is assembled on the setback to unload from trucks in the street, raise the steel to that level, and then swing it in to a temporary storage platform where the erecting derrick can reach the material and raise it to the working floor.

Aside from the actual erection of the steel, the bolting, plumbing, riveting, welding, and similar operations at the site — there is still a great deal that goes into the erection of the steel frame of a tier building, which does not appear on the surface. The superintendent in charge of the field operation must be selected with a number of qualifications in mind. A good superintendent is usually one who has come up through the ranks. That is, one who has been an apprentice or helper, and then an actual ironworker in the gang. He should have shown his ability and moved up to the position of foreman in charge of a gang. Each erection crew or "raising gang" is in charge of a foreman, sometimes called a "pusher". The riveters, bolters, or welders are generally supervised by a foreman on the average-size tier-building job. If enough men are involved a foreman is often put in charge of men bolting and the men plumbing and aligning the structure. If there are a lot of small, light pieces not economically erected by the derrick, these are put in place by hand by a "filling-in" or "detail gang" in charge of another foreman. This gang can also take care of minor shop or drafting errors. If the area is large, or a number of derricks are used, or the building is very high, there is generally a "floor-boss" who really acts as an assistant superintendent and spends the bulk of his time on the working floors.

The superintendent must be a man who can be trusted. He should be steady and sober with enough innate psychology to properly supervise and

be a leader of men, as well as being able to coordinate his work with that of the other trades working on the structure. He must be able to meet the owner's representatives and satisfy them that the work is progressing properly and expeditiously. He must, of course, know how to read and interpret drawings, and be able to foresee what is needed to have the necessary equipment, steel, or men available at the proper time. He must have the ability to plan so that he has work enough for all the men and does not have a top-heavy force. He must be able to judge men sufficiently well to pick the right men for his foremen. They in turn should have the right personalities for handling groups of men. The raising gang, and filling-in gang foremen should be good riggers, be able to read erection diagrams, and have some sort of logical mind so that as they sort the steel they will know where all the pieces have been distributed. Then, when the raising of the steel begins, there will be no floundering around looking for the next member to erect.

The raising gang on a guy derrick consists of the foreman in charge; an operator on the hoist to raise and lower the load falls or boom falls; a bull-stick man who turns the derrick; a signalman who transmits signals to the hoist operator; two connectors who do the actual connecting of the pieces in place; and two floor men who place the wire rope eye-and-eye sling around the piece, hooking the free end of the sling to the hook on the overhauling ball. One of these two guides the piece aloft, by means of a tagline. The tagline is a length of light manila rope with a small hook fastened to, or eye-spliced into one end. As the piece is raised with the hook placed in one of the connection holes at one end of the piece, the tagline man guides the piece between the pieces already erected, and swings the end within reach of the proper connector.

The signalman uses either light ropes such as clothes line, or wire rope, or electric controls, to ring a pair of bells at the hoist. Two bells are used, with different tones, one controlling the load cable, the other the boom cable. By the number of times the bell is rung, the hoist operator knows whether to raise, lower, or stop the drum on the hoist. With electrical controls lights of various colors are sometimes used in place of the bells; a white light to raise, and a green light to lower, with the light going out meaning to stop. With an electrical system using either lights or bells, it is, however, imperative to have an additional, positive signal to give an indication in case the current fails or the wires are accidentally cut.

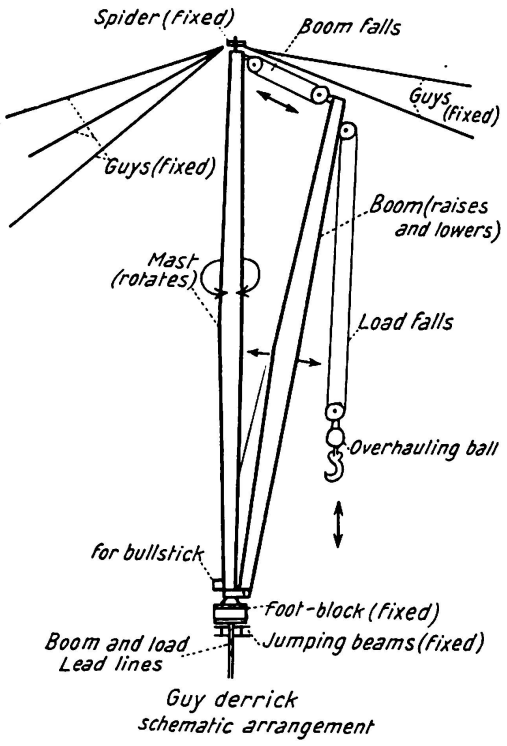
Since a safe job is invariably the most efficient and profitable job, safety must be practiced rigorously. Not only must the equipment be safe to start with, but it must be kept that way. It is a simple matter for the main office to keep records of costs of accidents, and of frequency and severity of accidents, but it is also well worthwhile for that office to prepare reports so the superintendents on the different jobs may compare each other's records of safety as well as of production. This usually results in a healthy improvement

by the poorer superintendent, as well as a pat on the back for the good man.

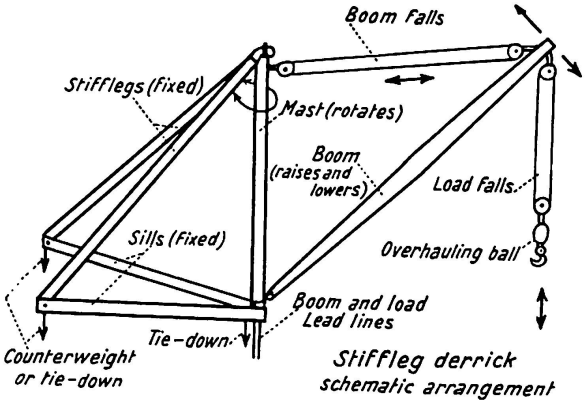
A good safety program is most important in addition to providing the men with safety hats, goggles with safety glass, life belts for use in extra hazardous operations or locations, and improving equipment such as providing safety glass around the crane operator instead of ordinary window glass, maximum lead line pull devices where the hoist is equipped with a torque converter, and similar improvements. Good housekeeping should be stressed both aloft and on the ground. In all types of erection, not only of tier buildings, safety should be paramount, and the men must be impressed at all times with the need to consider their own safety as well as that of their fellow workers. By studying past accidents, rules are established which would have prevented such accidents, and these can be incorporated into safety code booklets to be issued to the men at the time of hiring. Safety committee meetings should be held regularly on the job — with a small group of supervisory force attending one type of meeting, all the men on the job another type, or just demonstrations with small groups such as the raising gang, riveters, or bolters, showing the safe way to do their particular work. Safety posters are often used — either serious or comic, the latter being well liked by the men and thus more likely to be observed. Structural ironworker unions are cooperating by establishing apprentice training courses covering not only the work to be learned, but stressing the safe way of doing the work.

The man setting up the shipping schedule for the shop must have sufficient knowledge and experience to judge from the original plans and details just how fast the work will be done. If he plans on too much production per day, he may cause a pile-up of steel shipped faster than it can be taken. This will result in heavy demurrage charges, unless the unloading yard is of sufficient size to take such additional material, and provided it can be unloaded rapidly enough at the time the yard gang is feeding steel to the job site. If the original schedule is too slow, it is usually impossible to speed up the fabricating shop at the last minute. If shipped by rail or water, too often steel takes several days in transit, so that delivery cannot be speeded up even if the steel is all fabricated and stored at the fabricator's shop. That is the principal reason an unloading and sorting yard is almost a necessity in a large city where there is little or no storage space at the site.

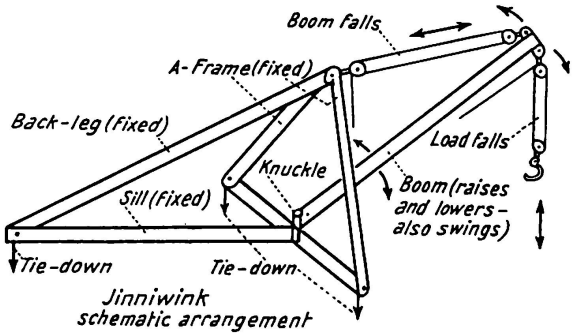
The estimator must not only know what can be expected from the men, in the way of production but he must be able to interpret the records of work done previously. An ideal method is to keep field records on the basis of production by units per man, or per gang, per day. For the actual erection of the steel, he must be able to use the records from one job, on one of similar nature, taking all the factors into account which may affect the result. Pieces-per-ton is often a good guide for selecting which previous job to use as an example of what to expect, provided the two buildings are the same type of construc-



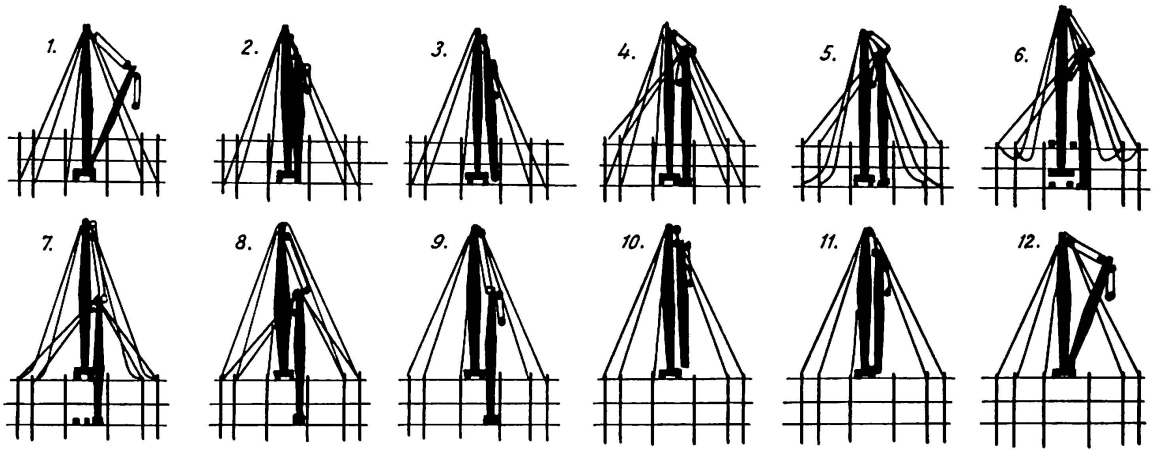
Guy derrick
schematic arrangement



Stiffleg derrick
schematic arrangement



Jinniwink
schematic arrangement



Jumping guy derrick
schematic arrangement of sequence

1. Derrick erecting steel.
2. Derrick completes erection of tier (two floors) directly above working floor.
3. Boom is separated from mast.
4. Boom is turned 180°, anchored in a "boom heel seat" and guyed to serve as a temporary mast or "gin pole".
5. Load falls is hooked on to mast.
6. Mast guys are cut loose and moved up to top level of steel. Boom starts to pick mast.
7. Boom lifts mast to new position two floors above.
8. Mast is landed on jumping beams at new level.
9. Temporary boom guys are cut loose. Topping lift (boom falls) starts to pick boom up to mast.
10. Boom has been lifted up to new position of mast.
11. Boom heel is again pinned to foot of mast.
12. Derrick is again ready to set steel on new level.

tion. But even if he has a similar building, with similar pieces per ton, he must still apply judgment to decide how the elements will affect the work — how the time of year will influence it — how a possible shortage of men may slow down the work. To make an estimate, the estimator must be able to visualize what type of equipment will be used — how many derricks, etc. For while the freight to ship two derricks is twice the freight for one, and the cost of setting up and dismantling two also nearly double, two light derricks will definitely erect more steel than one large one provided the areas are not too small.

So, to sum up, the estimate must be intelligently made, the preliminary drawings must be thoroughly studied to help expedite the work in the field and avoid impossible connections and details, the best erection scheme must be selected. The site must be thoroughly investigated and proper measures taken to utilize all favorable features and overcome all possible obstacles. The tools and equipment should be chosen to produce safe, economical, efficient and expeditious results. The supervisory force must be selected with the utmost care, picking the right men for the particular structure. Enough men, but not too many, should be hired. The fabricating shop shipping schedule must be thoroughly dovetailed into the needs of the field. The work of the erector must be coordinated with that of the other trades and sub-contractors.

This paper can only deal with the subject of erecting the structural steel frames of tier buildings somewhat lightly, for it is a tremendous subject. Time and again, two structures are almost identical in every respect save their location; but when an erection scheme for each structure is devised, too often the schemes are entirely different. Not only location affects the choice of erection scheme, but the availability of skilled men, the weather, the surrounding structures, and a hundred other details, insignificant in themselves, but vitally important when added together. So the conclusion must be reached that steel erection in general, not just of steel frames of tier buildings, is probably the most interesting phase of the steel industry, and offers the challenge of overcoming many obstacles and ending up with a safely, economically, efficiently erected structure.

Summary

Most structural steel tier-building frames in the United States are erected by means of guy derricks, with cranes used in some cases. A yard for unloading, sorting, and storage is generally required. The erection scheme should be devised to give efficient, economical, speedy and safe results, and a properly selected organization is necessary to achieve such results.

Résumé

La plupart des ossatures métalliques pour bâtiments à étages multiples sont montées aux Etats-Unis à l'aide de derricks haubanés; quelquefois on utilise aussi des grues. Il est généralement nécessaire de réserver un emplacement pour le déchargement, le triage et le stockage. Le programme de montage doit être conçu de façon à assurer l'efficience, l'économie, la rapidité et la sécurité des travaux; pour obtenir de tels résultats, une organisation bien étudiée est indispensable.

Zusammenfassung

Die meisten Stockwerkrahmen aus Stahl werden in den Vereinigten Staaten mit Hilfe eines «Guy»-derricks, in einigen Fällen auch mit Kranen errichtet. Ein Platz für Abladen, Sortierung und Lagerung ist im allgemeinen erforderlich. Der Montagevorgang sollte so geplant werden, daß nützliche, wirtschaftliche, schnelle und sichere Ergebnisse erzielt werden; eine geeignet ausgewählte Organisation ist notwendig, um diese zu erreichen.

III c 2

Unfallverhütung bei der Montage von Stahlbauten

Prevention of Accidents during the Erection of Steel Structures

La prévention des accidents lors du montage de constructions métalliques

WALTER WOLF
Dr. Ing., Köln

I. Die Bedeutung der Unfallverhütung

Zweifellos ist allen im Arbeitsprozeß stehenden Menschen die Bedeutung der Unfallverhütung dem Sinne nach geläufig. Um so mehr muß man sich wundern, wie verhältnismäßig wenig Beachtung dieser im wahrsten Sinne des Wortes lebenswichtigen Frage im täglichen Leben geschenkt wird. Von Zeit zu Zeit lesen wir in der Tages- oder Fachpresse Zahlenangaben, die uns vor Augen halten, welcher Schaden der Wirtschaft und den in ihr tätigen Menschen durch Unfälle zugefügt wird, die sicherlich oftmals vermeidbar oder zumindest in ihrer Auswirkung zu beschränken gewesen wären. Alle Diskussionen nach einem Unfall gipfeln in der Feststellung: Wenn man dieses oder jenes beachtet hätte, wäre es nicht zu dem Ereignis gekommen.

Aus allen solchen Zahlen, die aber das unendliche Leid und die Sorgen, die ein Unfall dem einzelnen bringen kann, nicht beinhalten, erkennt man die überragende Bedeutung der Unfallverhütung und des Arbeitsschutzes, denen auch im Stahlbau und insbesondere auf seinen Baustellen mehr Gewicht beigemessen werden sollte.

Eine wirksame Unfallverhütung kann wirtschaftlich die gleichen Auswirkungen haben wie Rationalisierungsmaßnahmen; denn es werden dadurch nicht nur Werte erhalten, sondern auch Produktionsausfälle verhindert. Größere Sicherheit bei der Arbeit ermöglicht darüber hinaus eine Leistungssteigerung, da jeder Arbeiter nur dann voll leistungsfähig ist, wenn er sich ganz auf die ihm übertragene Arbeit konzentrieren kann.

II. Unfallursachen auf Montagebaustellen des Stahl(skelett)-baues

Die meisten Unfälle ereignen sich durch leichtsinnige oder fahrlässige Nichtbeachtung der Schutzvorrichtungen und Sicherheitsvorkehrungen. Unachtsamkeit, Gleichgültigkeit, Bequemlichkeit bei der Benutzung von Schutzvorrichtungen, die mit der Zeit eintretende Gefahrenblindheit — «es ist mir noch nie etwas passiert» — oder auch falsches Arbeitsverhalten sind die überwiegenden Unfallursachen. Neben diesen durch das menschliche Verhalten bedingten Ursachen treten technische Mängel, Unterlassung ausreichender Anweisungen oder Fehlen genügender Schutzeinrichtungen in wesentlich geringerem Umfang als Unfallursachen auf. Soweit hier überhaupt statistische Angaben möglich sind, kann man etwa folgendes sagen:

— Bei 60 bis 70% der Unfälle liegen die Ursachen in Unachtsamkeit, mangelndem Ordnungssinn, mangelnder geistiger Mitarbeit und Gedankenlosigkeit;
— bei 10 bis 20% ist die Ursache Nichtbeachtung der gegebenen Vorschriften und Nichtbenutzung der vorhandenen Schutzvorrichtungen;
— bei 10% nicht ohne weiteres vorauszusehende äußere Einflüsse und widrige Umstände;
— bei 5% mangelnde Aufsicht und
— bei weniger als 5% technische Mängel an Maschinen, Kranen und sonstigen Einrichtungen.

Die vorstehende Aufstellung zeigt vor allem die große Bedeutung, die das menschliche Verhalten besitzt. Denn was nützen alle technischen Einrichtungen zur Verhütung von Unfällen, wenn sie vom Arbeiter nicht verwendet werden, weil sie unbequem oder unpopulär sind?

Ein Blick auf den psychologischen Faktor bei der Unfallverhütung ist in diesem Zusammenhang sehr aufschlußreich. Neben den oben genannten Unfallursachen werden nämlich noch folgende Erscheinungen besonders hervorgehoben:

— mangelnde Aneignung unfallsicherer Arbeitsgewohnheiten;
— ungenügende Wachheit gegenüber Gefahren;
— vorübergehende erhöhte Unfallgefährdung aus persönlichen Gründen;
— dauernde erhöhte Unfallgefährdung aus persönlichen Gründen.

Die zuerst genannte Ursache ist vorwiegend bei Neulingen, d. h. bei Arbeitern, die erstmalig auf Baustellen tätig sind, zu finden.

Ungenügende Wachheit äußert sich in Leichtsinn, Gedankenlosigkeit, falschem Mut oder auch falscher Scham.

In zahlreichen Untersuchungen ist festgestellt worden, daß die Aufmerksamkeit von sonst zuverlässigen und bewährten Arbeitern *vorübergehend* nachläßt, wenn familiäre oder finanzielle Sorgen und Konflikte sie bedrücken;

seelische Depressionen vermindern das Reaktionsvermögen und die Entschlußbereitschaft im Falle einer Gefahr und wirken wie eine körperliche Ermüdung. Man spricht hier von einer «Unfallbereitschaft».

Das den Psychologen am stärksten interessierende Problem ist die *dauernde* erhöhte Unfallgefährdung aus persönlichen Gründen, einerlei ob körperliche, nervöse oder geistige Schwächen als Ursache in Frage kommen. Es ist eine bekannte Tatsache, daß körperliche Schwäche, Bewegungsstörungen, Seh- und Hörfehler, nervöse Überreizung und geistige Mängel, wie etwa geringe Konzentrationsfähigkeit, oft zur Folge haben, daß ein Mensch die ihm übertragene Arbeit nicht oder nicht mehr zu leisten vermag, ohne dabei einer vermehrten Unfallgefahr ausgesetzt zu sein. Es kann dann geschehen, daß trotz früherer Bewährung ein Arbeiter plötzlich an der gleichen Stelle mehrere Unfälle erleidet, ja daß bei ihm oft sogar stets die gleichen Unfälle auftreten. Umfangreiche Untersuchungen haben ergeben, daß solche Männer bei sonst gleicher Konstitution und gleichen körperlichen Vorzügen im Vergleich mit ihren Kollegen auf die Dauer nicht in der Lage waren, eine erhöhte Aufmerksamkeit aufzubringen, wie sie für manche Arbeiten erforderlich ist. Auch Menschen mit Neigung zu starken Gemütsschwankungen sind relativ häufiger in Unfälle verwickelt als ruhige, besonnene. Es scheint also eine regelrechte Veranlagung zu Unfällen zu geben.

III. Unfallstatistik

Wichtige Aufschlüsse und Hinweise für erforderliche Schutzmaßnahmen geben die Unfallstatistiken, die von Zeit zu Zeit sowohl in der Fachpresse als auch von den Berufsgenossenschaften oder den zuständigen Arbeitsministerien bekanntgegeben werden. Auch bei vielen Firmen werden Unfallstatistiken geführt und in verschiedener Form den Betriebsangehörigen zur Kenntnis gebracht.

Bei einer größeren Anzahl deutscher Stahlbaufirmen wurde festgestellt, daß Unfälle am häufigsten zu Hand- und Fußverletzungen führen. Es folgen dann Augenverletzungen und schließlich Bein- und Kopfverletzungen.

Aus der nachstehend wiedergegebenen Zusammenstellung der prozentualen Verteilung der meldepflichtigen Unfälle auf die verschiedenen Ursachen ist zu entnehmen, daß am häufigsten Transportverletzungen (42,5%) auftreten. Auch Abstürzen von Arbeitsgerüsten ist mit 6,3% häufig als Unfallursache vertreten.

Die vorhandenen Statistiken lassen sich auch noch in anderer Hinsicht auswerten. Wie zahlreiche Erhebungen ergeben, sind 73% aller von Unfällen betroffenen Personen weniger als 30 Jahre alt. Es scheint so, als ob das Alter zwischen 19 und 26 Jahren besonders gefährdet ist. 45% aller Unfälle betreffen Männer, die weniger als 3 bis 4 Jahre Baustellenerfahrung haben.

Prozentuale Verteilung der meldepflichtigen Unfälle auf die verschiedenen Ursachen

Transport von Hand	32 %
Transport durch Kran	10,5%
Herabfallende Werkzeuge	8,5%
Nietarbeiten	6,8%
Schweißarbeiten	6,5%
Durch Absturz von Rüstungen	6,3%
Durch abspringende Teile bei Demontage	5,5%
Absturz von Trägern und Konstruktionen (ohne Rüstungen)	4,7%
Durch herabfallende Bauteile	4,5%
Durch Reißen von Seilen und Ketten	4,4%
Absturz von Bauwerken	3,9%
Beim Transport mit Fahrzeugen	3,4%
Unfälle an Winden	2,5%
Bleivergiftungen	0,5%

Der Lebensrhythmus des Menschen hängt, wie wir alle nicht nur täglich, sondern besonders auch im Frühjahr und Herbst am eigenen Körper erleben, eng mit der Jahreszeit und dem Naturgeschehen zusammen. Daß dies nicht ohne Einfluß auf das Verhalten der Menschen und damit auf die Häufigkeit der Unfälle bleiben kann, leuchtet ein. Es wurde ermittelt, daß in den Monaten März und April sowie Juli, August und September die Unfallhäufigkeit deutlich ansteigt.

Alle diese Feststellungen sollen Grundlagen für Überlegungen sein mit dem Ziel, Unfälle zu vermeiden bzw. einzuschränken. Sie werden von Berufsgenossenschaften oder ähnlichen Organisationen und von arbeitspsychologischen Instituten angestellt. Vielfach bestehen Arbeitskreise, in denen sich Betriebspraktiker, Unfallspezialisten, Psychologen und Mediziner zusammenfinden, um auf Grund dieser Feststellungen Gegenmaßnahmen zu beraten.

IV. Kostenfrage

Jeder Unfall bringt dem Betroffenen und seinen Angehörigen Kummer, Leid und Sorgen. Es ist aber nicht zu verkennen, daß auch die Volkswirtschaft durch einen Unfall geschädigt wird — man denke nur an den Ausfall an Arbeitszeit und Arbeitskraft, an die zusätzlichen Aufwendungen zur Wiederherstellung der Arbeitskraft des Menschen, Beseitigung der Schäden oder Neuanschaffungen an Sachwerten und nicht zuletzt an die Aufbringung der Renten und dergleichen. Alle diese Aufwendungen sind vom volkswirtschaftlichen Standpunkt aus unproduktiv, denn sie dienen lediglich zur Wiederherstellung eines Zustandes, der vor dem Unfall vorhanden war, und schaffen weder neue Arbeitskräfte noch neue Werte. Es wurde in Deutsch-

land einmal festgestellt, daß jeder einfache Unfall im Durchschnitt etwa DM 1000.—, jeder tödliche Unfall ca. DM 35 000.— kostet.

Im Stahlbau wurden die erfaßbaren Kosten, die durch Unfälle entstehen, bezogen auf die Lohnsumme, mit 0,6 bis 0,9% dieser Summe angegeben. Dabei sind die indirekten Kosten durch Arbeitsausfälle, Zeitverluste u. dgl. nicht eingerechnet. Der letztere wird für Baustellen mit etwa 4% der Durchschnittsarbeitszeit angegeben.

V. Möglichkeiten der Unfallverhütung

Die bisherigen Betrachtungen beschäftigten sich mit der Art und Häufigkeit der Unfälle, mit den Unfallursachen und den entstehenden Kosten. Es sind dies die Grundlagen für die Beantwortung der Frage, wie man Unfälle verhüten bzw. einschränken kann. Hierbei sind zwei Momente von ausschlaggebender Bedeutung.

a) Der psychologische Unfallschutz

In herkömmlicher Weise wird der Unfallschutzgedanke durch Plakate, das Anschreiben von Schlagworten und die Vorführung von Filmen propagiert. Leider ist die Wirkung nicht von Dauer, wenn immer wieder mit den gleichen Schlagworten oder den gleichen Plakaten gearbeitet wird. Nur ein ständiger Wechsel und besonders ins Auge fallende Darstellungen, die ohne viel Worte dem Betrachter bewußt machen, wie wichtig erhöhte Aufmerksamkeit und Benutzung der vorgesehenen Schutzeinrichtungen sind, sprechen an.

Da die Auswirkungen eines Unfalles sich im allgemeinen nicht nur auf den unmittelbar Betroffenen, sondern auch auf dessen Familie auswirken, erscheint es sinnvoll, bei dem Bemühen um Aufklärung auch die Familie einzuschalten, zumal die Psychologen und Mediziner festgestellt haben, daß die eigentlichen Unfallursachen häufig in häuslichen Verhältnissen zu suchen sind.

Die wirksamste Methode ist zweifellos die mündliche Aufklärung der Belegschaft einer Baustelle von Fall zu Fall. Vorgekommene Unfälle sollten eingehend besprochen werden, und bei dieser Gelegenheit muß immer wieder auf die Folgen der Nichtbeachtung der Sicherheitsvorkehrungen der Unfälle selbst hingewiesen werden.

Aber Rügen und Belehrungen allein genügen meist nicht. Manche Firmen haben ein Prämiensystem für unfallfreie Montagen eingeführt, das sich sehr gut bewährt hat, oder Männer, die durch persönlichen Einsatz einen Unfall oder größeren Schaden verhüten, erhalten eine besondere Belohnung.

Auf der anderen Seite besteht auch auf Grund der meisten Betriebsordnungen die Möglichkeit, einen Arbeiter, der fahrlässig oder durch permanente Nichtbeachtung der Vorschriften einen Unfall verursacht, zu bestrafen oder sofort zu entlassen.

b) Der technische Unfallschutz

Die wichtigste Unfallschutzmaßnahme ist der technische Unfallschutz, der auch in den meisten Ländern in Vorschriften festgelegt ist.

Die erste Voraussetzung aller wirksamen Schutzmaßnahmen ist die einwandfreie Unterhaltung, Überprüfung und Reparatur von Geräten und Werkzeugen. Mit Recht sehen die meisten Stahlbaufirmen hierin eine wesentliche Möglichkeit, um Unfälle zu verhüten. Sie haben sich daher größere oder kleinere Abteilungen geschaffen, die für die Unterhaltung, Überprüfung und Reparatur des Geräteparkes zu sorgen haben. Die Aufwendungen für solche Abteilungen sind je nach Größe der Firma beträchtlich; sie werden, bezogen auf die Baustellenlohnsumme, zwischen 4 und 15% angegeben; im Schnitt kann man sie mit 7 bis 8% beziffern.

Neben dieser generellen vorbeugenden Maßnahme des Unfallschutzes gibt es noch eine Reihe von Vorkehrungen und Schutzeinrichtungen für den einzelnen Arbeiter, die im folgenden behandelt werden sollen.

Sicherheitsgurte. Sie sind in allen Fällen zu tragen, wo Arbeiten in gefährlicher Höhe auszuführen sind. Erfahrungsgemäß sind aber die meisten in Gebrauch befindlichen Gurte sehr unbequem, so daß es schwierig ist, die Montagearbeiter zu ständigem Gebrauch dieser Gurte zu bewegen. Ein solches Gerät müßte daher nicht nur ein Schutzgürtel mit den entsprechenden Befestigungsseilen, sondern gleichzeitig ein Gebrauchsgegenstand sein, den der Montagearbeiter ständig trägt. Ein Wettbewerb zur Erlangung eines solchen Gerätes soll demnächst in Deutschland ausgeschrieben werden.

Schutzhelme, Schutzkappen oder -mützen. Für Über- und Untereinanderarbeiten besteht die große Gefahr, daß die Untermänner durch herabfallende Gegenstände Kopfverletzungen davontragen. Als Schutzmaßnahme werden bei solchen Arbeiten Schutzhelme oder -kappen getragen. Die Schutzhelme bestehen meist aus Stahlblech, Aluminiumblech, Leder oder Kunststoff. In den meisten Ländern ist das Tragen solcher Schutzhelme auf Baustellen inzwischen obligatorisch eingeführt worden.

Sicherheitsschuhe. Da auch Fußverletzungen im Stahlbau recht häufig sind, wird die Einführung von Sicherheitsschuhen empfohlen. Sie besitzen eine Stahlkappe, die 1 bis 1½ t statische Drucklast aushält. Um das Ausgleiten zu verhindern, werden die neuesten Sicherheitsschuhe mit aufgeschweißten Kunststoffsohlen versehen.

Schutz gegen Strahleneinwirkung beim Schweißen. Hier ist ein tragbares, mit Segeltuch bespanntes Rohrgerüst, das leicht von einer Stelle zur anderen befördert werden kann, sehr zweckmäßig. Wenn im Schutz eines solchen Zeltes geschweißt wird, besteht für die in der Nähe beschäftigten Arbeiter kaum die Gefahr des Verblitzens der Augen; sie können sogar vom Tragen einer Schutzbrille Abstand nehmen.

Handkabelwinden. Vielfach werden auf Baustellen Handkabelwinden ver-

wendet, deren Antrieb über 2 Handkurbeln und ein Zahnradgetriebe auf eine Seiltrommel erfolgt. Die hierbei vorkommenden Unfälle sind — soweit technische Mängel in Betracht kommen — durch das Zurückschlagen und Durchgehen der Kurbeln, durch unbeabsichtigtes Zurücklaufen der Last, Abgleiten der Kurbeln von der Kurbelwelle, Quetschungen zwischen Griffhülsen und Griffbolzen und schließlich durch Hineingeraten in das Zahnradgetriebe verursacht. Von den deutschen Berufsgenossenschaften wurden daher neue Vorschriften über «Winden» herausgebracht, die den Einbau von Sicherungseinrichtungen in alte Handkabelwinden oder ihren Austausch gegen neue, mit solchen Einrichtungen versehene verlangen.

VI. Unfallverhütungsvorschriften in verschiedenen Ländern

a) Deutschland

Die Unfallversicherung ist in Deutschland obligatorisch. Ihre Träger sind die Berufsgenossenschaften, an die nach einem bestimmten Schlüssel je nach dem Gefahrengrad die Beiträge in Prozenten der Lohnsumme abzuführen sind. Die Gefahrenziffer wird an Hand der tatsächlich vorgekommenen Unfälle bzw. der hieraus der Berufsgenossenschaft entstandenen finanziellen Belastung in Abständen von 5 Jahren ermittelt. Eine Einstufung in eine günstigere Gruppe ist nur zu erreichen, wenn es gelingt, die Zahl der meldepflichtigen Unfälle für die gesamte in Frage kommende Gruppe — im vorliegenden Falle also im Stahlbau — herabzusetzen.

In Deutschland gibt es besondere, von der zuständigen Berufsgenossenschaft erlassene «Unfallverhütungsvorschriften für die Montage von Stahlbauten», gültig ab 1. 4. 1934, die sich zur Zeit in Neubearbeitung befinden. Die allgemeinen Unfallverhütungsvorschriften sehen vor, daß der Unternehmer die volle Verantwortung trägt. Ihm werden durch die Reichsversicherungsordnung zahlreiche Pflichten auferlegt, die ein hohes Maß von Verantwortung darstellen.

Da sich ein verantwortungsbewußter Unternehmer in Dingen der Unfallverhütung keinesfalls auf die Betriebsbegehungen der Technischen Aufsichtsbeamten der Berufsgenossenschaft und der Beamten des staatlichen Gewerbeaufsichtsamtes beschränkt, er selbst aber in Erfüllung seiner Aufgaben — besonders bei mittleren und großen Betrieben — sehr oft nicht in der Lage ist, die Verantwortung allein zu tragen, darf er nach § 913 der Reichsversicherungsverordnung «die Pflichten, die ihm auf Grund dieses Gesetzes obliegen, Betriebsleitern und — soweit es sich nicht um Einrichtungen auf Grund von Unfallverhütungsvorschriften handelt — auch Aufsichtspersonen oder anderen Angestellten seines Betriebes übertragen». Diese Übertragung erfolgt durch eine schriftliche, von beiden Seiten zu unterzeichnende Er-

klärung, deren Muster im Anhang 2 der Unfallverhütungsvorschriften abgedruckt sind.

Zur Verantwortung mit herangezogene Personen werden in der Regel bei Stellungsantritt und bei Eintreten in eine entsprechende Beschäftigung als Aufsichtspersonen einmalig verpflichtet. Da aber erfahrungsgemäß eine solche einmalige Verpflichtung nach kurzer Zeit wieder in Vergessenheit gerät, haben sich viele Firmen entschlossen, turnusgemäß nach Belehrung des entsprechenden Mitarbeiters jährlich oder in kürzerem Abstand eine Erinnerungsverpflichtung unterzeichnen zu lassen. Einige Firmen koppeln für ihre Montageabteilung die erneute Erinnerungsverpflichtung mit der Übergabe der Auftragspapiere vor Beginn einer neuen Montage.

Ein wichtiges Glied in der Kette derer, die in der Unfallverhütung mitzuhelfen haben, ist, abgesehen von jedem Arbeitenden selbst, der Unfallvertrauensmann. Seine Mitarbeit ist in allen Betrieben, in denen infolge ihrer Größe die Übersicht verloren geht, von ganz besonderer Bedeutung; er nimmt als Helfer im Kampf gegen die Unfallgefahr im Betrieb einen wichtigen Platz ein. Dieser Erkenntnis tragen die Unfallverhütungsvorschriften in Abschnitt 1 § 7 Rechnung; es heißt dort: «In Betrieben mit in der Regel mindestens 20 Beschäftigten hat der Unternehmer einen oder mehrere geeignete Unfallvertrauensmänner zu bestellen; ihre Anzahl richtet sich nach Art und Größe des Betriebes. Wo ein Betriebsrat vorhanden ist, sind die Unfallvertrauensmänner im Benehmen mit ihm zu bestellen. ...Ein Wechsel der Unfallvertrauensmänner soll im Interesse der Unfallverhütung möglichst vermieden werden; hierauf hat der Unternehmer auch bei der Bestellung der Vertrauensmänner und ihrer Stellvertreter zu achten.»

Die Pflichten der Unfallvertrauensmänner sind in den Unfallverhütungsvorschriften eindeutig festgelegt: «Die Unfallvertrauensmänner haben die Aufgabe, sich von dem Vorhandensein und der ordnungsgemäßen Benutzung der vorgeschriebenen Schutzvorrichtung laufend zu überzeugen und auch sonst für die Durchführung des Unfallschutzes zu sorgen. Sie sollen die Mängel dem Betriebsleiter melden und auf Grund ihrer Erfahrungen und Beobachtungen selbst Vorschläge zur Verbesserung machen, auch das Interesse ihrer Mitarbeiter für den Schutz gegen Unfallgefahren wecken. Die Unfallvertrauensmänner haben ihre Aufgabe tunlichst im Benehmen mit dem Betriebsrat zu erfüllen.»

b) Frankreich

Auch in Frankreich ist, ähnlich wie in Deutschland, die Unfallversicherung im Rahmen der Allgemeinen Sozialversicherung obligatorisch. Die Organisation der Allgemeinen Sozialversicherung sieht eine Aufteilung in Verwaltungsratsbezirke vor, und jeder Verwaltungsrat einer Region umfaßt Vertreter der Behörden, der Arbeitgeber und Arbeitnehmer.

Versicherungspflichtig ist jeder Arbeitnehmer; der Versicherungsbeitrag

wird in Prozenten des Einkommens erhoben und auf ein bestimmtes Höchsteinkommen begrenzt. Über dieses Höchsteinkommen hinaus werden keine zusätzlichen Versicherungsbeiträge und auch keine zusätzlichen Leistungen bezahlt.

Es gibt auch in Frankreich eine große Anzahl von Vorschriften zur Unfallverhütung, wie z. B. für die Behandlung von Hebezeugen, für die Arbeiten auf Baustellen und dergleichen. Diese Unfallverhütungsvorschriften werden von Fall zu Fall erlassen und sind für die betreffenden Berufssparten verbindlich. Besondere Unfallverhütungsvorschriften für Stahlbauten existieren bisher nicht.

c) Großbritannien

In Großbritannien besteht ein staatliches Versicherungssystem, an das alle Arbeitgeber und Arbeitnehmer wöchentliche Beiträge abführen müssen. Hierdurch sind verschiedene Notfälle, wie z. B. Arbeitslosigkeit, Altersrente, Krankheitsfälle und eine Entschädigung für Verletzungen, die bei der Arbeit zugezogen wurden, abgedeckt. Das Maß dieser Entschädigung ist ähnlich dem, welches in der früheren sogenannten «Workmen's Compensation Act» enthalten war. Dieses Gesetz bestand seit 1906 und war in Kraft bis zur Ablösung durch das staatliche Versicherungssystem. In diesem Gesetz war eine Abstufung der Entschädigungsleistung vorgesehen für Invaliden oder bei tödlichem Unfall eine Abfindungssumme im Verhältnis zu dem letzten Verdienst des Mannes. Wenn ein Verletzter einen einklagbaren Anspruch gegen seinen Arbeitgeber wegen Fahrlässigkeit hatte, so konnte er diesen beim Gericht geltend machen und bekam dann nach Ermessen des Gerichtes eine entsprechende Summe zugesprochen.

Die unter den genannten Bedingungen bestehende Verpflichtung des Arbeitgebers zur Zahlung einer Entschädigungssumme war üblicherweise durch eine Versicherung gedeckt, jedoch sah das Gesetz im Falle von Bankrott des unmittelbaren Arbeitgebers eine Weiterleitung des Anspruchs an den Eigentümer des Grundbesitzes, auf dem der Verletzte beschäftigt war, vor.

Zusätzlich zu den durch das staatliche Versicherungssystem abgegoltenen Ansprüchen hat der Verletzte noch das Recht, Ansprüche wegen Fahrlässigkeit gegenüber Dritten einzuklagen.

Die zur Zeit gültige Ausgabe der Bauvorschriften, Ausgabe 1948 (Sicherheit, Gesundheit, Wohlfahrt), behandelt die Arbeiten auf Baustellen, welche bisher die einzigen Außenarbeiten sind, für die solche Sicherheitsbestimmungen existieren. Sicherlich werden in nicht allzu ferner Zeit weitere Vorschriften für andere Montagearbeiten eingeführt werden, für die bisher nur Entwürfe vorliegen.

Die Aufsichtsbehörde für Fabriken, eine Abteilung des Arbeitsministeriums, gibt vierteljährlich eine Zeitschrift mit dem Titel «Unfälle» heraus.

Es gibt außerdem noch eine private Körperschaft, die «Königliche Gesellschaft für die Verhütung von Unfällen», der sowohl Einzelpersonen als auch Gesellschaften beitreten können. Sie veröffentlicht Broschüren und Schriften, die käuflich zu erwerben sind und von denen sich einige mit Baustellenarbeiten befassen.

Die Arbeiter werden immer wieder dazu angehalten, alle Unfälle, auch geringfügige, zu melden und die Erste Hilfe in Anspruch zu nehmen, so daß hierüber eigens Buch geführt werden kann. Dies kann ein sehr wesentliches Beweismittel sein bei eventuellen späteren Schadenersatzansprüchen des Verletzten.

d) Italien

In Italien besteht die Nationale Versicherungsanstalt gegen Arbeitsunfälle (I. N. A. I. L.), durch die gesetzmäßig alle Arbeiter versichert sind. Bei einem Unfall erhält der Arbeiter auf Grund des Art. 21 des Königl. Erlasses vom 17. August 1935, Nr. 1765:

— eine tägliche Entschädigung während der Krankheit;
— ärztliche und chirurgische Behandlung;
— Lieferung von Prothesen;
— eine Rente im Falle der dauernden Arbeitsunfähigkeit,
— eine Rente für die Hinterbliebenen und ein Sterbegeld im Todesfall.

Die I. N. A. I. L. interessiert sich auch für die Umschulung des Verunglückten.

Das italienische Gesetz bestimmt, daß gewisse Richtlinien zur Vorbeugung von Arbeitsunfällen angewendet werden, die ein Ministerialerlaß vom 15. Juni 1956 ausführlich beschreibt und im Hinblick auf die früheren bis auf den heutigen Stand bringt.

Viele Firmen haben Richtlinien zur Vorbeugung von Unfällen aufgestellt, die durch ihre Fabriken und Arbeiter entwickelt wurden. Sie sind von den gesetzlichen Vorschriften abgeleitet worden und erläutern die Schutzmöglichkeiten gegen Unfälle, die von einzelnen Maschinen und von einzelnen Einrichtungen verursacht werden können, die bei der Firma bestehen.

Viele Firmen haben außer dem Instruktionsheft zur Unfallverhütung Zeichnungen entworfen, die sie in den Abteilungen verteilen, um die Aufmerksamkeit der Arbeiter wachzuhalten.

Das Nationale Institut zur Vorbeugung von Unfällen (E. N. P. I.) überwacht die Einhaltung der gesetzlichen Richtlinien seitens der Firmen.

e) Schweiz

Die obligatorische Unfallversicherung ist die durch Bundesgesetz vom 13. 6. 1911 über die Kranken- und Unfallversicherung geschaffene und im

2. Teil dieses Gesetzes geregelte Versicherung gegen die wirtschaftlichen Schäden aus Unfällen; sie umfaßt alle in der Schweiz beschäftigten Angestellten und Arbeiter, soweit sie in den vom Gesetz als versicherungspflichtig bezeichneten Betrieben tätig sind. Die Schweizerische Unfallversicherungsanstalt (SUVA) ist allein mit dieser Versicherung betraut, d. h. die ihr unterstellten Betriebe können sich nicht anderswo versichern. Die SUVA übernimmt die Kosten für ärztliche Behandlung und Arznei sowie vom 3. Tag des Unfalles an ein Krankengeld, das 80% des entgangenen Lohnes beträgt.

Die Prämien werden ebenso wie in Deutschland in Prozenten der Lohnsumme festgesetzt, und zwar verschieden je nach der Gefahrenklasse des Betriebes.

In jedem versicherungspflichtigen Betrieb hat der Betriebsinhaber die zur Verhütung von Unfällen erforderlichen Maßnahmen zu treffen. Allgemein verbindliche Vorschriften zur Verhütung von Unfällen erläßt der Schweizerische Bundesrat. Eine große Zahl solcher Verordnungen ist bereits in Kraft, weitere sind in Vorbereitung.

Die SUVA unterhält einen Unfallverhütungsdienst, der sich mit der Beratung in allen Fragen der Unfallverhütung, der Konstruktion, Lieferung und Anbringung von Schutzvorrichtungen sowie mit der Aufklärung über Arbeitsmethoden und dergleichen befaßt. Seit einiger Zeit werden auch Blätter für Arbeitssicherheit herausgegeben, jedoch reichen alle diese Bemühungen bisher noch nicht aus, um wirksame psychologische Aufklärungsarbeit zu leisten. Es wird daher angestrebt, ein Universitätsinstitut für «industrielle Sicherheit» zu schaffen, das die notwendigen wissenschaftlichen Untersuchungen vornehmen und die zukünftigen Ingenieure auf dem Gebiet der Unfallverhütung unterrichten soll. Ansätze zu einem solchen Institut bestehen bereits an der ETH in Zürich.

f) USA

Im Gegensatz zu fast allen europäischen Ländern ist in den USA nicht in erster Linie der Staat für die Arbeitssicherheit verantwortlich. Diese Aufgabe fällt verschiedenen öffentlichen und privaten Institutionen zu; die wichtigsten sind:

— das Bundesarbeitsministerium in Washington;
— die öffentlichen Ämter für Industrie und Arbeit der verschiedenen Staaten;
— die freiwilligen Organisationen für Arbeitssicherheit;
— die Versicherungsgesellschaften;
— Universitäten;
— Arbeitnehmerorganisationen.

In den USA besteht kein Bundesgesetz über die Unfallversicherung. Die Gesetze auf diesem Gebiet werden von den einzelnen Staaten erlassen; sie

sind daher auch untereinander sehr verschieden. Nur in 29 Staaten ist die Versicherung obligatorisch; in 46 Staaten ist auch die Selbstversicherung zugelassen; in 19 Staaten bestehen staatliche Unfallversicherungsanstalten. Die Leistungen sind ebenfalls von Staat zu Staat verschieden; im allgemeinen sind sie in den USA im Vergleich zu Europa sehr niedrig. Es wird dort die Ansicht vertreten, daß diese Verhältnisse eine baldige Wiederaufnahme der Arbeit begünstigen und die Erscheinung der «Unfallmacher» verhindern.

Die Organisation der «Verhütung von Arbeitsunfällen» ist in Amerika auf einen hohen Stand gebracht worden. Das Hauptgewicht wird auf die Erziehung der Arbeiter zur Arbeitssicherheit gelegt, d. h. auf die psychologische Unfallverhütung. Man macht die Arbeiter mit den Gefahren vertraut und stellt persönliche Schutzmittel zu ihrer Verfügung (Helme, Schuhe, Handschuhe u. dgl.), die im allgemeinen weit mehr benutzt werden als bei uns.

Es ist unbestreitbar, daß in den USA größere Anstrengungen gemacht werden, Unfälle zu verhüten als in Europa, vor allem auf dem Gebiet der Erziehung. Überall wird ein intensiver Propagandafeldzug zugunsten der Sicherheit geführt, durch Presse, Radio, Fernsehen, Schlagworte, Plakate, Filme usw., und das Schlagwort «Safety first» ist berühmt. Auch in den Schulen und den Universitäten gehört die Arbeitssicherheit zum Unterrichtsstoff. So kommt es, daß in Amerika die Arbeiterschaft im allgemeinen besser über die Gefahren ihrer Arbeit unterrichtet ist und daß tatsächlich die Unfallziffern geringer sind als in den meisten anderen Ländern.

VII. Die Arbeiten der Commission IX der Europäischen Konvention der Stahlbauverbände

Die im Jahre 1955 in Zürich ins Leben gerufene Europäische Konvention der Stahlbauverbände, der bisher die Länder Belgien, Deutschland, Frankreich, Großbritannien, Italien, Jugoslawien, die Niederlande, Österreich, Schweden, die Schweiz und Spanien angehören, hat es sich zur Aufgabe gestellt, alle den Stahlbau berührenden technischen Probleme in gemeinsamen Überlegungen und gegenseitigem Gedankenaustausch zu behandeln und nach Möglichkeit zu vereinheitlichen. In Anbetracht der engen wirtschaftlichen Verflechtungen fast aller europäischen Länder erscheint dies als eine sehr nützliche Aufgabe. Eine echte europäische Gemeinschaftsarbeit könnte dabei vor allem auch eine Vereinheitlichung der Unfallverhütungsvorschriften für den Stahlbau und insbesondere seine Baustellen sein, da die hier auftretenden Probleme überall die gleichen sind. Es werden deshalb in der Commission IX «Unfallschutzmaßnahmen auf Baustellen» Anstrengungen gemacht, auf europäischer Ebene vor allen Dingen die psychologische Aufklärungsarbeit zur Verhütung von Baustellenunfällen zu intensivieren und damit einen Beitrag zur Verhütung oder mindestens zur Verringerung solcher Unfälle zu leisten.

Zusammenfassung

Nach einer Darstellung der Bedeutung der Unfallverhütung werden die Unfallursachen auf Stahlbaumontagestellen untersucht, für die die Unfallstatistiken wertvolle Anhaltspunkte liefern. Auch die mit Unfällen verbundenen Kosten werden gestreift.

Die Feststellungen der Art und Häufigkeit der Unfälle, der Unfallursachen und der Kosten bilden die Grundlagen für die Maßnahmen der Unfallverhütung, die man von psychologischen und von technischen Gesichtspunkten aus betrachten kann.

Es werden dann die Unfallverhütungsvorschriften verschiedener Länder, und zwar von Deutschland, Frankreich, Großbritannien, Italien, der Schweiz und den USA behandelt und in ihren wesentlichen Merkmalen gegenübergestellt. Zum Schluß wird noch auf die Bestrebungen der Europäischen Konvention der Stahlbauverbände zur Vereinheitlichung und Verbesserung der Unfallschutzmaßnahmen auf Baustellen des Stahlbaues hingewiesen.

Summary

The author draws attention to the importance of preventing accidents and then discusses the causes of accidents on sites where steel structures are being erected. In this connection, statistics provide valuable indications. Reference is also made to the costs entailed by accidents.

The determination of the type and number of accidents, their causes and the costs involved, form the basis for preventive measures, which may be considered both from the psychological and the technical points of view.

The author then deals with the regulations relating to the prevention of accidents in various countries: Germany, France, Great Britain, Italy, Switzerland and the U.S.A., and compares their more important features. In conclusion, he indicates the endeavours being made by the European Convention of Structural Engineering Associations for the standardisation and improvement of the regulations concerning the prevention of accidents during the erection of steel structures.

Résumé

Après avoir exposé l'importance de la prévention des accidents, l'auteur examine la cause de ceux-ci sur les chantiers de montage de constructions métalliques. Dans ce domaine, les statistiques fournissent des indices très précieux. Les dépenses résultant d'accidents sont également mentionnées.

L'établissement du genre et du nombre des accidents, de leurs causes et

des frais qui en résultent forment la base des mesures de prévention. Cette prévention pourra être examinée tant du point de vue psychologique que technique.

L'auteur traite ensuite des prescriptions concernant la prévention des accidents dans différents pays: l'Allemagne, la France, la Grande-Bretagne, l'Italie, la Suisse et les U.S.A.; il en compare les caractères les plus importants. Il mentionne enfin les efforts de la Convention européenne des associations de la construction métallique, travaux portant sur l'unification et l'amélioration des prescriptions concernant la prévention des accidents sur les chantiers de constructions métalliques.