

Theme I: Concept and design

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE reports of the working commissions = Rapports des commissions de travail AIPC = IVBH Berichte der Arbeitskommissionen**

Band (Jahr): **22 (1975)**

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

Conception et projet – Rapport général

Entwurf und konstruktive Ausbildung – Allgemeinbericht

Concept and Design – General Report

Raymond D'HAVÉ
ir., Directeur General
SECO
Bruxelle/Belgique

Le premier thème du colloque est consacré à la conception et au projet de structures en acier et mixtes conçues pour l'usage c.a.d. pour donner satisfaction aux utilisateurs de l'ouvrage pendant une durée de vie suffisante, compte tenu des conditions particulières d'exploitation et d'exposition aux agents d'agression.

Douze communications ont été reprises dans le rapport préliminaire, elles concernent cependant des sujets très diversifiés : une communication revêt un caractère général et concerne la résistance des constructions métalliques aux ruptures fragiles, trois se rapportant au bâtiment et une aux piscines, cinq traitent des ponts et deux des excavateurs.

Avant de les examiner, je voudrais faire le point des derniers développements intervenus en Belgique, ils se rapportent à la publication d'un premier projet de guide des performances du bâtiment, à l'analyse des résultats d'une enquête relative à la durée de vie des composants du bâtiment et au classement préférentiel des propriétés qu'ils doivent présenter.

La mise en pratique de la conception fonctionnelle d'un bâtiment nécessite la définition des performances que l'on exige de celui-ci et de ses composants ainsi que des méthodes permettant de les déterminer. L'établissement du cahier des performances d'un projet de bâtiment demande une étude préparatoire importante.

En effet, les normes, les spécifications, les directives pour l'agrément technique et divers cahiers des charges expriment déjà un certain nombre de conditions sous la forme de performances à réaliser, mais dans tous ces documents subsistent des spécifications descriptives qui empêchent de bénéficier pleinement des avantages de l'application du concept de performance.

Un effort de synthèse était donc nécessaire en vue de rassembler les méthodes existantes de détermination des performances, de compléter certaines lacunes et de proposer aux édificateurs les adaptations nécessaires à leur méthode habituelle de travail;

c'est l'objectif du guide des performances belge qui constitue un document de référence, destiné à aider les édificateurs dans l'application du concept de performance.

Il comprend deux volumes, le premier est consacré aux notions fondamentales, aux critères et spécifications de performance du bâtiment ainsi que de ses divisions spatiales et matérielles. En annexe est développée une méthode d'appréciation des offres. Le volume 2 reprend sous forme de fiches les méthodes de détermination des performances et donne des indications quant à l'interprétation des résultats.

L'enquête relative à la durée de vie a été menée aussi bien auprès des techniciens spécialisés (architectes, entrepreneurs, promoteurs, fabricants, financiers, sociétés de logement) que des candidats à la propriété, elle est résumée sommairement dans le tableau suivant.

PRODUIT	DUREE DE VIE (années)	
	Moyenne	Minimum
Structure et fondations	60	40
Façade légère, joint de façade Couverture de toiture Porte, fenêtre, cloison Revêtement de plafond Tuyauteries (thermiques et sanitaires) Ascenseur Installations électriques câbles et gaines	40	25
Appareils sanitaires	30	20
Chaudière Interrupteurs et prises de courant	20	15
Brûleur de chauffage Circulateur Revêtement de sol (locaux secs)	15	10

En outre, la même enquête a permis de classer les propriétés exigées de chaque produit en fonction de l'importance qui leur est accordée par les utilisateurs. Je reviendrai sur ce point dans la synthèse des communications que j'aborde à présent.

Tout d'abord se présente une communication d'ordre général.

- O.N. VINKLER et E.M. BASKO (U.R.S.S.) Résistance des constructions métalliques aux ruptures fragiles.
Après avoir rappelé les principales circonstances qui peuvent conduire à un état fragile : fissures dans le métal de constructions soudées, basses températures et effets dynamiques, les auteurs exposent comment à l'aide d'une étude expérimentale menée, entre + 60°C et - 196°C, sur 6 aciers à faible teneur en carbone ou faiblement alliés, ils ont tenté d'établir une corrélation entre un facteur K_{IC} d'intensité critique des contraintes, qui

caractérise la résistance de l'acier à l'extension, sous charge statique, de fissures fragiles dans l'intervalle des températures de service et a_T , énergie spécifique de rupture déterminée sur éprouvette entaillée. Une bonne corrélation apparaît entre les valeurs ainsi calculées et celles déterminées expérimentalement ce qui fournit une base en vue de l'application des critères de la mécanique de rupture au calcul de la résistance aux ruptures fragiles de constructions en acier.

Dans le domaine du bâtiment, les trois communications comportent :

- W. TEUBER, J. LOLIES et G. KUBE (D.D.R.) Influence des toitures et façades sur les qualités fonctionnelles de bâtiments en construction métallique légère.
Après avoir considéré les actions que peut subir l'enveloppe d'un bâtiment (actions climatiques extérieures, impuretés de l'air, bruit, actions mécaniques lors du montage, actions intérieures dues à l'exploitation) les auteurs définissent ses qualités fonctionnelles : résistance, protection contre les actions extérieures, confort et hygiène. Ils considèrent, à titre d'exemple, les principales catégories de toitures et constatent que le choix d'un système pose un problème d'optimisation des dépenses : frais d'investissement, dépenses d'utilisation et d'entretien. Etant donné qu'il s'agit souvent de la combinaison de plusieurs couches de matériaux possédant des propriétés différentes, son étude technologique se révèle importante de même que la qualité de la mise en oeuvre qui a une grande influence sur le comportement dans le temps. Un problème essentiel est celui de l'isolation thermique et de la protection contre l'humidité qu'il s'agisse du confort d'été ou d'hiver ou encore d'éviter des condensations. Enfin les principaux moyens de réduire les dépenses d'énergie de chauffage sont mis en évidence : meilleure étanchéité à l'air, isolation thermique, réduction de la surface vitrée mais avec niveau d'éclairage satisfaisant.

Je voudrais rapprocher l'analyse faite par les auteurs des résultats de l'enquête faite en Belgique et qui a conduit au classement suivant des principales propriétés fonctionnelles d'une façade légère :

propriété essentielles

étanchéité à l'eau, résistance mécanique, isolation thermique, résistance au feu.

propriété importantes

étanchéité à l'air, absence de condensations, ne pas être source de bruit ni d'odeur, isolation acoustique, éclairage naturel satisfaisant, conditions d'aspect, facilité d'entretien et de remplacement des éléments constitutifs.

- I.V. LEVITANSKIJ, V.V. KALENOV, V.V. SEVRJUGIN et J.I. KURLJAND (U.R.S.S.) Etudes expérimentales de nouveaux types de fermes et de poutres métalliques.

Les études effectuées ont pour but de réduire le poids d'acier utilisé et de permettre une mécanisation de la fabrication.

Une première série d'essais sur des poutres à parois minces avec raidisseurs a montré une bonne concordance entre les calculs et les résultats obtenus jusqu'à un élancement de l'âme ($\frac{h}{t}$) de 600, elle a aussi permis de vérifier les conditions à remplir pour éviter un voilement des semelles comprimées. Une deuxième série d'essais concerne des poutres en treillis tubulaires assemblées sans goussets; des modèles de calculs confirmés par les résultats expérimentaux sont présentés.

- P. HOFMANN et R. MATTHES (D.D.R.) Aménagement et exploitation des silos à palettes.
Après avoir mis en évidence les exigences fonctionnelles de telles structures : mise à l'abri et soutien des unités stockées, reprise des charges, déplacement aisé des unités stockées, les auteurs décrivent le système mis au point en D.D.R. et mettent en évidence certaines conditions à remplir par l'ensemble structure et engin de manipulation, celui-ci doit, qu'il soit chargé ou non, pouvoir se déplacer dans les couloirs et déposer à l'emplacement désigné la palette totalement ou partiellement chargée, ce qui implique une définition correcte mais complexe des tolérances de réalisation. Les résultats de ces études ont été repris dans deux normes.
Un point important dans la conception de telles structures est celui de la stabilité d'ensemble sous l'effet des charges horizontales, en effet les nécessités d'exploitation compliquent souvent la mise en place des contreventements nécessaires.

Considérons à présent la communication relative au problème des piscines.

- P. MAREK (C.S.S.R.) Conception de piscines métalliques tenant compte de l'entretien des réparations et de la durée de service. Les principales raisons avancées par l'auteur en faveur de piscines métalliques sont l'étanchéité, la possibilité de fabrication en série en usine de grands composants structurels et la rapidité de construction. Le système proposé comporte une possibilité de réglage de certains supports ce qui permet de maintenir une forme correcte et donc l'étanchéité même en zone de tassements miniers. Les problèmes de protection contre la corrosion et de remplacement de certains composants sont également considérés sous l'angle de la recherche de la solution la plus économique.

Les cinq communications relatives aux ponts se présentent comme suit :

- G. HOFMANN (D.D.R.) Développement des charges appliquées et son influence sur la serviciabilité des ponts-rails métalliques. Partant du fait que la durée d'utilisation d'un pont-rail peut aller de 50 à plus de 100 ans, l'auteur estime qu'il faut tenter d'évaluer l'évolution future des charges roulantes. Il analyse ensuite l'influence des différents paramètres qui caractérisent ces charges sur la stabilité en service et donc indirectement sur la durée de vie, il montre aussi comment cette dernière est influencée par la sensibilité aux ruptures fragiles et aux vibrations.

- A.A. POTAPKIN (U.R.S.S.) Ponts-rails en treillis à tablier solidarisé aux parties maîtresses.
L'auteur énumère les avantages de cette technique qui accroît la raideur aussi bien horizontale que verticale de la superstructure, réduit la sollicitation en flexion des entretoises ainsi que les effets dynamiques et accroît la sécurité de l'ensemble hyperstatique, elle réduit aussi les frais d'exploitation et améliore la qualité du roulage, ce qui est important pour les grandes vitesses.
- C.C. KOSTEM, E.S. DE CASTRO (U.S.A.) Répartition latérale des charges dans les ponts mixtes acier-béton.
En vue de vérifier la validité des spécifications américaines relatives à la répartition latérale des charges, les auteurs font une comparaison entre celles-ci, les résultats d'un calcul pour la méthode des éléments finis et ceux obtenus sur un pont expérimental. Ce calcul et les essais montrent une bonne concordance, par contre les spécifications divergent. Sur ce sujet il est utile de se référer aux études du Professeur Ch. MASSONNET.
- H. EGGERT, L. WIEDEMANN (B.R.D.) Exécution et entretien des appuis de ponts métalliques et mixtes.
Les auteurs procèdent à une analyse fonctionnelle très complète des appuis de ponts et font ainsi ressortir une série de conditions à remplir et de choix à faire pour concevoir des appuis présentant l'aptitude à l'emploi voulue. Ils définissent aussi les mesures à prendre pour faciliter l'entretien. Une précaution utile est de prévoir des niches pour vérins en vue du remplacement éventuel des appuis, spécialement s'ils sont réalisés au moyen de matériaux nouveaux.
- W. KUTTER (D.D.R.) Evacuation des eaux pluviales des ponts routes. Fonction, exécution, entretien.
L'eau étant susceptible de provoquer des dégâts aux ouvrages, il est nécessaire de l'évacuer le plus rapidement possible par le chemin le plus court. Partant de cette condition l'auteur analyse les systèmes d'évacuation des eaux ainsi que les dispositions à prendre pour en faciliter l'entretien.

Enfin deux communications concernent les excavateurs, elles sont complémentaires.

- H. OLZSCHA (D.D.R.) Dimensionnement de la structure métallique des excavateurs géants, soumis à des sollicitations dynamiques.
- H. JURISCH (D.D.R.) Structures des excavateurs géants conçues pour un entretien aisé.

Le premier auteur recherche le dimensionnement optimal des engins en vue d'une durée de vie satisfaisante, en général estimée à 20 ans, compte tenu des problèmes posés par les sollicitations dynamiques et la fatigue, il compare ses estimations théoriques à des mesures sur engin réel.

Le second auteur détermine les conditions à remplir en vue d'un entretien rationnel : dimensionnement et construction des éléments en vue d'une longue durée de vie, réduction du nombre de types d'éléments, remplacement aisé de ceux-ci, facilité et sécurité des accès destinés au personnel d'entretien.

CONCLUSION

La diversité des communications présentées dans le rapport préliminaire ainsi qu'au cours des discussions montre le souci des auteurs de traiter les problèmes de conception des ouvrages et de leurs composants en définissant les objectifs à atteindre pour satisfaire les utilisateurs pendant une durée de vie suffisante, il s'agit en somme d'une obligation de résultat.

De son côté, dans son exposé introductif K.H. LANDER a mis en évidence le rôle important qui incombe à l'architecte en tant que coordinateur de l'ensemble des technologies utilisées, tout en veillant à répondre aux besoins des occupants et aux exigences esthétiques.

Deux points importants ont été soulevés au cours des discussions, la simplification des assemblages et l'allègement des structures.

En ce qui concerne le premier point les avantages des assemblages collés ont été mis en évidence mais il me paraît aussi nécessaire de souligner la précision et le soin que nécessite une exécution correcte des collages.

Quant au gain de poids une limitation interviendra, pas nécessairement pour des questions de stabilité mais bien de déformabilité excessive. Une limitation des déformations s'impose en effet si l'on veut que le bâtiment réponde correctement à son usage sans qu'éventuellement des éléments non structurels soient affectés de désordres.

Un autre problème important et qui n'a pas été discuté, est celui de l'appréciation des qualités d'une construction conçue en vue de l'usage sur la base de performances imposées. Si l'on considère la grande variété des propriétés requises ainsi que la prolifération des matériaux nouveaux on se rend compte des difficultés que les édificateurs peuvent rencontrer. Certaines procédures existantes facilitent un tel examen, telles sont la marque de conformité aux normes et l'agrément technique, il conviendrait pour en accroître l'efficacité au niveau international d'en étendre l'usage par une reconnaissance automatique entre pays.

En Belgique, on met au point actuellement l'exécution d'un essai d'appréciation globale de la qualité d'une construction, il consiste en une série de déterminations de performances réalisées en laboratoire sur une portion représentative du système étudié. Les diverses actions internes ou externes sont appliquées sur celle-ci, en particulier des caissons mobiles sont prévus pour si-

muler le climat extérieur et éventuellement provoquer un certain vieillissement, qui devrait permettre de formuler une appréciation sur la durée de vie probable des éléments. Cet essai global est complété par des essais particuliers sur certains éléments constitutifs de l'ensemble étudié dans le but d'établir une corrélation entre leurs performances et celles des éléments assemblés. Des essais sont également effectués dans des bâtiments existants afin d'établir la corrélation entre les propriétés du bâtiment en utilisation dans son milieu naturel et celles mesurées en laboratoire. Enfin une enquête est menée auprès des occupants de ces bâtiments afin de connaître leur avis et de le comparer aux résultats des différentes mesures faites.

De tout ce qui précède, il apparaît que les principes à respecter dans l'étude des ouvrages conçus pour l'usage font encore l'objet de discussions et approches diverses; beaucoup reste donc à faire pour en introduire effectivement les principes dans la pratique.

En provoquant, une discussion très ouverte sur le sujet, les organisateurs du présent colloque auront certainement largement contribué à la diffusion de ces idées nouvelles, nous devons les en remercier.

RESUME

Les douze communications reprises dans le rapport préliminaire concernent des sujets très diversifiés; elles font ressortir que les principes à respecter dans la conception des ouvrages pour l'usage font encore l'objet de discussions et approches diverses. Le rôle de l'architecte se révèle important en tant que coordinateur de l'ensemble des technologies en vue de répondre aux besoins des occupants. Un point particulier est celui de l'appréciation de la qualité qui se trouve facilitée en recourant à des procédures telles que: conformité aux normes, ou agrément technique.

ZUSAMMENFASSUNG

Die zwölf im Vorbericht aufgenommenen Mitteilungen behandeln sehr verschiedene Themen; sie beweisen, dass die zu respektierenden Prinzipien im Entwurf nutzungsgerechter Bauten noch Gegenstand mehrerer Diskussionen und Annäherungen zu bilden haben. Die Rolle des Architekten erweist sich als wichtig, sowohl als Koordinator der Gesamtheit der Technologien, wie im Hinblick auf die Erfordernisse des Benützers. Eine spezielle Frage gilt der Qualitätsbeurteilung, welche durch Verfahren, wie Uebereinstimmung mit den Normen oder technische Zulässigkeit erleichtert wird.

SUMMARY

The twelve papers of the preliminary report concern very different topics; they outline that the principles to be respected in the design of constructions related to the users requirements are still the matter of different discussions and approaches. The architect's role appears to be important: he co-ordinates the whole of the technologies intended for the satisfaction of the users' needs. A special point is the estimation of the quality, which can be facilitated by using procedures like compliance with standards or technical agreement.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Die Klebeverbindung als instandhaltungsgerechtes Konstruktionselement und Schnellmontageverbindung im Fertigteil-Verbundbrückenbau

Gluing, Element for Easy Maintenance and Rapid Assembly in Prefabricated Composite Bridges

Le collage, système d'entretien facile et de montage rapide dans la construction de ponts mixtes préfabriqués

H. HAENSCH

Dozent Dr.-Ing.

Ingenierhochschule Cottbus

Cottbus/DDR

1. Einleitung

Mit der kraftschlüssigen Klebeverbindung zwischen Bauelementen aus Stahl und Stahlbeton wird ein neuer Baustoff auf der Basis von Plasten in die Tragfunktion einer Verbund-Konstruktion eingebunden. Die drei Materialien - Stahl, Beton und Plast - werden so miteinander verbunden, daß die für jeden dieser Baustoffe charakteristischen Festigkeitseigenschaften im Tragmechanismus der Verbundkonstruktion optimal genutzt werden. Für die Verbindungen zwischen den vorgefertigten Platten und den Trägern (horizontale Fuge, Verbundfuge) sowie zwischen den Plattenelementen untereinander (vertikale Fuge) bietet sich für die Klebtechnik ein bevorzugtes Anwendungsfeld. Wie die Schweißtechnik im Metallbau erst die Voraussetzung schuf, die räumliche Tragwirkung einer Konstruktion und das vollständige Zusammenwirken aller ihrer Teile statisch zu nutzen, so ermöglicht es nun die Klebtechnik, auch im Massiv- und Verbundbau die Vorzüge der Montagebauweise und Vorfertigung mit den für die Nutzung des Bauwerkes hervortretenden Vorteilen einer monolithischen Tragwirkung zu verknüpfen. Gegenüber der herkömmlichen Mörtelfuge bzw. Verbundsicherung zeichnet sich die Klebeverbindung durch schnelle Kraftschlüssigkeit und dauerhafte und vor allem dichte Verbindung der vorgefertigten Elemente aus. Die Verbundbauweise wird mit Hilfe der Klebtechnik zur vollwertigen modernen Lösung für eine Tragkonstruktion. Das Hauptanwendungsfeld im Brückenbau erstreckt sich vorerst auf den Stützweitenbereich bis 20 m, wo sich die Vorteile der schnellen Montage und Kraftschlüssigkeit

ökonomisch besonders auswirken. Mit der Wiedergabe von Ergebnissen einer Großversuchsreihe geklebter Verbundtragwerke, der Beschreibung der Ausführung einer im Klebverbund hergestellten Straßenbrücke und der Empfehlung von Entwurfsgrundlagen für geklebte Verbundbrücken soll dargelegt werden, daß die Fertigteilbauweise im Verbundbau auch den Forderungen einer nutzungsgerechten Ausführung nachkommen kann und der monolithischen Bauweise in nichts nachzustehen braucht.

2. Versuche an geklebten Verbundtragwerken

2.1. Ziel der Versuche

Um das wirkliche Tragverhalten einer Verbundkonstruktion mit geklebten Querfugen der Platte und geklebten Verbundfugen zwischen Träger und Platte zu testen, wurden 3 Verbundträgerroste mit einer aus Einzelplatten zusammengesetzten Fahrbahnplatte und zum Vergleich dazu ein Verbundträgerrost mit monolithischer Platte geprüft.

Die Versuche sollten u.a. über folgende Fragen Auskunft geben:

- Verhalten verschiedener Querfugenausbildungen zwischen Stahlbetonfertigteilstücken bei statischer und dynamischer Scher-, Biege- und Druckbeanspruchung im Vergleich zur monolithischen Stahlbetonplatte ohne Querfugen
- Verhalten verschiedener Horizontalfugenausbildungen von Stahlbetonplatten im Verbund mit Stahlträgern bei statischer und dynamischer Schubbeanspruchung.

2.2. Versuchstragwerk

Die bauliche Ausbildung und Abmessungen der Versuchstragwerke gehen aus Abb. 1 hervor. Die Fahrbahnplatte lag auf den Haupt-

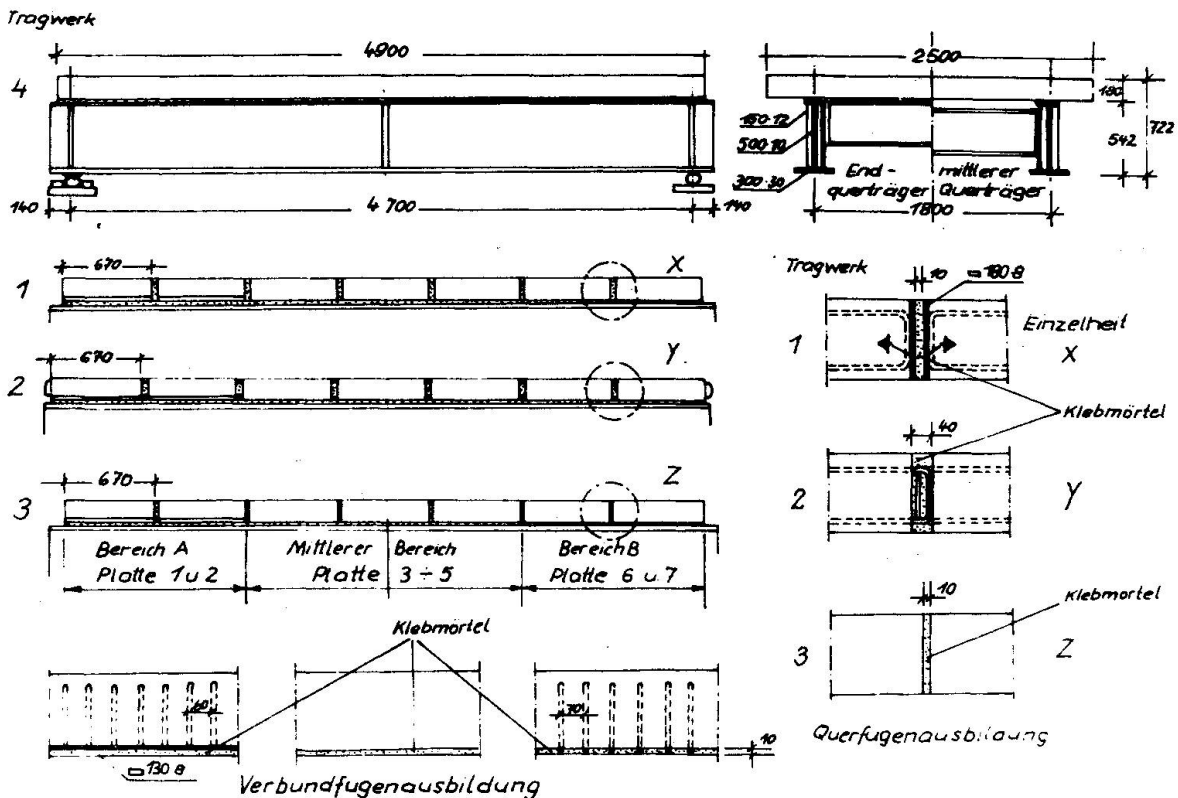


Abb. 1: Konstruktive Ausbildung der Versuchstragwerke

und Endquerträgern auf. Alle Stahlbetonplatten waren vorgefertigt und wurden am Versuchsort mit Epoxidharz-Klebmörtel EK 162/30 untereinander bzw. mit dem Stahlträgerrost zusammengefügt. Die Betongüte entsprach einem B 450, z.Z. der Prüfung betrug die Würfelfestigkeit 560 kp/cm^2 . Die Bewehrung der Einzelplatten und der monolithischen Platte war einheitlich.

Varianten der Querfugenausbildung

Versuchstragwerk 1: Klebfuge 10 mm mit Stahlblechflanken

Versuchstragwerk 2: Bewehrte Klebfuge 40 mm mit versetzt angeordneten herausstehenden Bügeln

Versuchstragwerk 3: Unbewehrte Klebfuge 10 mm mit ebenen in Stahlschalung hergestellten Betonfugenflanken, mit Drahtbürste gereinigt.

Versuchstragwerk 4: keine Querfugen (Vergleichstragwerk)

Varianten der Verbundfugenausbildung

Auflagerbereich A: In der Betonplatte verankertes Stahlblech

Auflagerbereich B: 10 mm herausstehende Bügel

Mittlerer Bereich: Ebene Betonoberfläche (Stahlschalung)

Fugendicke aller Varianten: 10-15 mm

Vorbehandlungen der Klebflächen

Stahlflächen: gestrahlt, mit lösungsmittelfreiem Epoxidharzanstrich grundiert

Betonflächen: Mit Drahtbürste bzw. Schmirgelscheibe bearbeitet, Voranstrich mit lösungsmittelhaltigem Epoxidharzanstrich

2.3. Versuchsbelastung

Bei einer Vorbelastung der Tragwerke zum Zwecke von Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen wurde eine Einzellast mit veränderlichen Laststellungen entlang der Mittellängsachse des Tragwerkes in Stufen von 4 Mp bis zu 32 Mp eingetragen. Außer dem Tragwerk Nr. 1 wurden alle Versuchstragwerke vor dem statischen Bruchversuch einer Schwellastbeanspruchung mit $\alpha = 0,075$, einer Lastfrequenz von 56 Lastspielen je Minute und einer Oberlast von 50 Mp Gesamtlast unterzogen. Die Lasteintragung erfolgte dabei wie bei den Bruchversuchen als Doppellast (ähnlich einer Achslast mit zwei Radlasten) im Abstand von 0,90 m symmetrisch zur Tragwerkslängsachse und um 0,25 m (bei Tragwerk 1-3) bzw. um 0,34 m (bei Tragwerk 4) gegenüber dem Mittelquerschnitt des Tragwerkes verschoben, so daß die Klebfugen mit maximalen Schnittkräften beansprucht wurden. Mit dieser Belastung wurden in die Betonplatte gleichzeitig Beanspruchungen aus der Plattenwirkung und aus der Scheibenwirkung des Verbundsystemes eingetragen. Der dynamische Versuch wurde nach $2 \cdot 10^6$ Lastwechseln, was etwa 55 täglichen Lastübergängen in 100 Jahren entspricht (Schwerlastverkehr für wenig frequentierte Landstraßen), abgebrochen. Alle Einzellasten wurden über ein Gummischichtenlager von $15 \times 15 \text{ cm}$ Grundfläche auf die Betonplatte übertragen.

2.4. Versuchsergebnisse

Abb. 2 zeigt die auf die verformten Trägerachsen der Stahlträger bezogenen Durchbiegungen der Betonplattenunterkante längs der Mittellängsachse der Tragwerke 1, 3 und 4 bei Belastung mit einer Einzellast von $P = 32 \text{ Mp}$ in Mitte Fahrbahnplatte. Aus dem Vergleich dieser Plattendurchbiegungen der einzelnen Tragwerke geht hervor, daß die mit Klebmörtel aus Einzelplatten zusammengefügte Fahrbahnplatten der monolithisch hergestellten Fahrbahnplatte nicht nachstehen; im Gegenteil, die Durchbiegungen sind sogar um bis zu 30 % geringer. Der Verlauf und die Größe der Durchbiegungen der drei Plattenlängsachsen lassen den wichtigen Schluß ziehen:

In Querrichtung des Tragwerkes sind die geklebten Platten infolge der zugfesten Ausbildung der Epoxidharzmörtel-Fugen, die wie eine Zugbandunterspannung der Platte wirken, steifer als die monolithische Platte. Die Steifigkeit des Fugenbereiches wird beim Tragwerk 1 durch die Stahlblechflanken noch weiter verstärkt. Die Biegelinien sind weniger gekrümmt und die Beanspruchungen der Platte in Längsrichtung geringer. Die geklebten Querfugen, ganz gleich nach welcher Variante sie ausgeführt werden, sind für die Plattentragwirkung voll funktionsfähig. Sogar eine günstige orthogonal anisotrope Strukturumbildung der Fahrbahnplatte wird durch die Klebfugen bewirkt.

Auch bei den dynamischen Versuchen, die eine fortschreitende Rißbildung erkennen ließen und eine allmähliche Betoner müdung herbeiführten, zeigt sich eine günstige Wirkung der Epoxidharz-Querfugen. Die bewehrten zugfesten Klebfugen des Tragwerkes 2 bewirkten eine Verzögerung der Rißbildung.

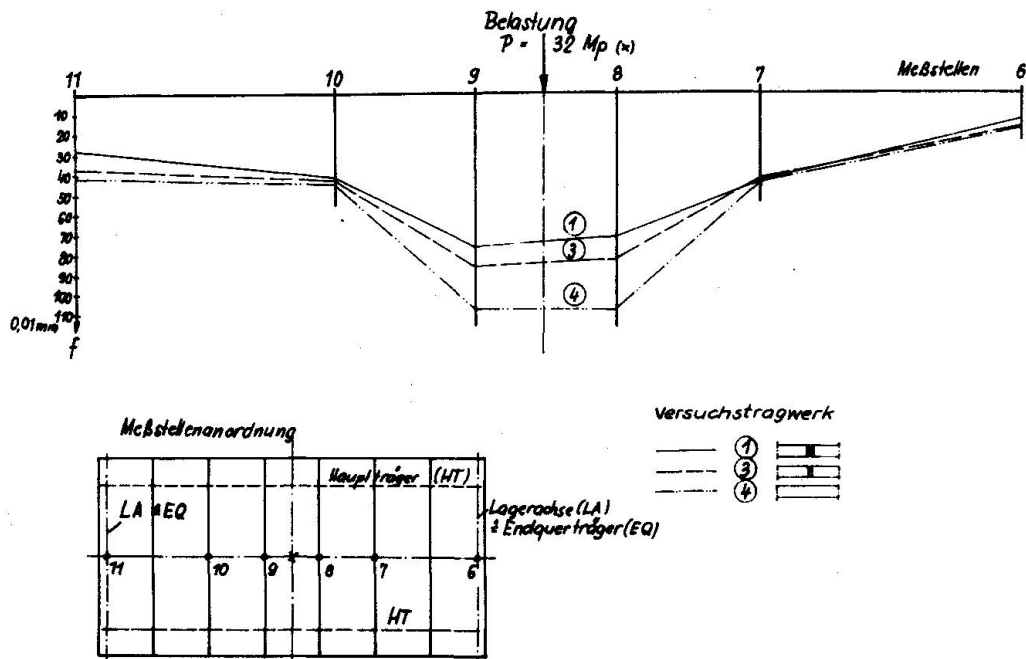


Abb. 2: Vergleich der Plattendurchbiegungen f längs der Mittellängsachse der Versuchstragwerke 1, 3 und 4

Alle statischen Brüche traten infolge Versagens des Betons in der Druckzone des Lasteintragsbereiches ein, wobei sich eine kombinierte Wirkung von Druck- und Scherspannungen ergab. Gleichzeitig zeigten sich an der Plattenunterseite entlang der Innenseite des Plattenauflegers (Trägergurt) Scherrisse. Die Querkraftübertragung über die geklebten Plattenfugen hinweg war bis zum Bruch erhalten geblieben. Den Vergleich der für die Beurteilung der Tragfähigkeit der Plattenfugen interessierenden Bruchlasten der einzelnen Versuchstragwerke zeigt folgende Tabelle:

Tab. 1: Bruchlasten der Verbundplatten der Versuchstragwerke

Bruchlasten der Tragwerke $[Mp]$			
(geklebt)		(monolith.)	
1	2	3	4
150	130	130	100

Dieses schon bei den Durchbiegungsmessungen beobachtete und auf die anisotrope Tragwirkung infolge der zugfesten Klebfugen zurückgeführte günstigere Verhalten der geklebten Platten wird durch die Bruchversuche bestätigt.

Die Bruchbelastung und Bruchschubspannungen der Verbundfuge an den Trägerenden ergab sich aus den statischen Bruchversuchen zu:

Tab. 2: Bruchlasten und Bruchschubspannungen der Verbundfugen der Versuchstragwerke

Versuchstragwerk	Bruchlast $[Mp]$ (dyn. Vorbelastung)	Bruchschubspannung $[kp/cm^2]$ (dyn. Vorbelastung)
1	150 (-)	40,4 (-)
2	130 (50)	35 (13,4)
3	130 (50)	35 (13,4)
4	80 (50)	22 (13,9)

Die dynamische Vorbelastung mit $N = 2 \cdot 10^6$ Lastspielen wurde ohne Risbildung ertragen. Die Bruchschubspannungen der Tragwerke 3 und 4 gelten für die Verbundfugenausbildung mit herausstehender Bügelbewehrung (Auflagerbereich B in Abb. 1). Die Verbundfugen im Auflagerbereich A mit Stahlblech sind im Versuch nicht zerstört worden, weisen also höhere Festigkeiten auf. Ebenso sind alle Verbundfugen der Tragwerke 1 und 2 nicht zum Bruch gekommen.

3. Entwurfsgrundlagen

Auf der Grundlage der vorstehend beschriebenen Versuche und anderer Untersuchungen $[1]$ werden für den Entwurf von kraftschlüssigen Klebverbindungen im Fertigteilverbundbrückenbau folgende Empfehlungen gegeben.

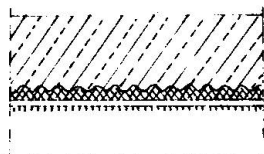
3.1. Horizontale Verbundfuge

Der durch Klebverbindungen gemäß $[2]$ hergestellte kraftschlüssige Verbund zwischen Stahltragwerk und Fertigteilplatten aus Stahlbeton oder Spannbeton gilt im Sinne der Verbundtheorie als starrer Verbund. Die horizontalen Schubspannungen in der Verbund-

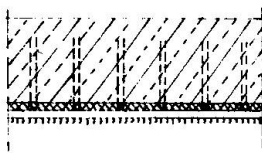
fuge sollen die zulässigen nach Tab. 3 nicht überschreiten.

Tab. 3: Zulässige horizontale Schubspannungen in der Klebverbundfuge

Zeile	Gestaltung der Betonfügeflächen	zul τ [kp/cm ²]		
		Betongüte		
		B 300	B 450	B 600
1	eben	10	11	12
2	profiliert nach Abb. 3	15	16	17
3	mit Stahlblechauflage	30		



(a) gewellte Fügefläche



(b) aus der Betonfügefläche herausragende Bewehrungsstäbe (Bügel)

Die Anwendung dieser zulässigen Schubspannungen ist an folgende Voraussetzungen gebunden:

- Die ausreichende Kohäsion des Fugenmörtels und Adhäsion an der Stahlfläche ist durch die Druckscherfestigkeitsprüfung an einer Stahl-Stahl-Verbindung nach [3] nachzuweisen. Dieser Nachweis ist erfüllt, wenn die Scherbruchfestigkeit nicht kleiner als der dreifache Wert der Zeile der Tab. 3 ist.
- Eine Biegebeanspruchung des Verbundfugenmörtels senkrecht zur Fügefläche infolge Einspannung der Fahrbahnplatte im stählernen Tragwerk im Bereich der freitragenden Fahrbahnplatte ist durch konstruktive Maßnahmen zu vermeiden.

Abb. 3 Profilierte Betonfügeflächen für Klebverbund mit Stahl

3.2. Vertikale Querfugen

Für die Beanspruchung der Klebverbindungen der Querfugen werden Biegezugspannungen nach Tab. 4 zugelassen, deren Einhaltung

Tab. 4 Zulässige Biegezugspannungen in geklebten vertikalen Querfugen

Zeile	Gestaltung der Fügeflächen	zul σ_{bz} [kp/cm ²]		
		Betongüte		
	[mm]	B 300	B 450	B 600
1	eben, gewellt, bewehrt (Fugendicke ≤ 40)	8	10	12
2	Stahlblechflanken	10	12	14
3	bewehrt (Fugendicke > 40)	12	15	18

als Voraussetzung für die statische Behandlung der Fahrbahnplatte als monolithische Platte und Scheibe (Übertragung von Biegemomenten, Querkräften und Normalkräften) und damit Mitwirkung des Betons in der Zugzone an der Verbundtragwirkung gilt.

4. Versuchsbauwerk

Praktische Anwendung fand die beschriebene Bauweise bei einem Versuchsbauwerk mit etwa 17 m Stützweite in Görlitz (Abb. 4),

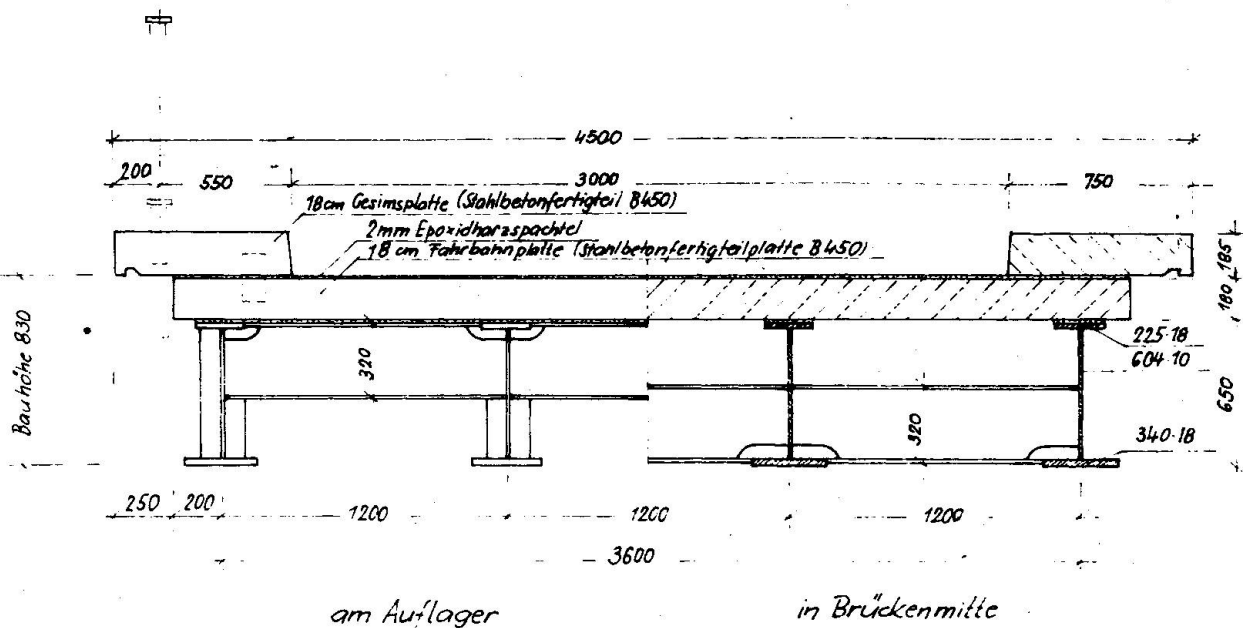


Abb. 4 Verbundbrücke mit geklebten Fertigteilen und Epoxidharzbeschichtung (Mühlgrabenbrücke in Görlitz).
Stützweite $l = 17$ m

bei dem der Klebverbund zwischen Stahlträger und Stahlbeton-Fertigteileplatten bei der Bemessung planmäßig genutzt wurde. Die Verbundfuge enthält keinerlei Schrauben, die Platten wurden bei der Montage in den plastischen Klebmörtel verlegt und ohne Unterbrechung aneinander gereiht. Die Querfugen wurden ebenfalls mit Epoxidharzmörtel vergossen. Auch die Gesimsplatten sind auf die Fahrbahnplatten aufgeklebt und untereinander mit Klebmörtel verbunden. Auf einen besonderen Fahrbahnbelag und eine Dichtung der Fahrbahn wurde verzichtet. Stattdessen erhielt die Fahrbahnfläche eine etwa 2 mm dicke Epoxidharzbeschichtung. Die gesamte Brückenkonstruktion ist damit komplett zu einem monolithischen Tragwerk zusammengefügt, das gleichzeitig allen Anforderungen hinsichtlich Dichtigkeit und Korrosionsschutz genügt. Ein weiteres bemerkenswertes Merkmal dieses Bauwerkes ist die erstmalige Verklebung des korrosionsträgen Baustahles KTS 30/45. Die am Standort der Brücke herrschende wechselnde Feuchtigkeit und Temperatur bietet gute Voraussetzung für die Schutzschichtbildung am KT-Stahl.

Die Fügeflächenbehandlung wurde mittels Drahtkorn-Strahlung in der Werkstatt durchgeführt; als temporären Schutz erhielten die Fügeflächen Abdeckungen mit Plastfolien.

Die Montage der Brücke erfolgte mit Auto- und Mobilkränen innerhalb von drei Tagen, so daß eine Umleitungsbrücke überflüssig wurde. Die Kraftschlüssigkeit der Klebverbindungen war trotz der kühlen Witterung im Oktober nach 18 Stunden hergestellt, so daß die Verkehrsaufnahme nach kürzester Frist erfolgen konnte. Damit

werden praktisch die Baufristen einer trockenen Bauweise erreicht. Weitere Einzelheiten zu Entwurf und Ausführung sind in [4] enthalten.

Schon ein Jahr nach Fertigstellung mußte sich die Klebverbundkonstruktion im Winterhochwasser 1974/75 bewähren. Die Brücke wurde kurz hintereinander dreimal überflutet. Das höchste Hochwasser ließ die gesamte Konstruktion bis fast OK Geländer in den Fluten untertauchen. Eine eingehende Brückenprüfung nach Abzug des Hochwassers ergab einen völlig einwandfreien Zustand der gesamten Konstruktion und aller Details. Insbesondere alle Klebfugen zwischen den Bauelementen waren völlig unverändert dicht und voll funktionsfähig geblieben. Die Oberflächen des KT-Stahles zeigten eine gleichmäßige Rostfärbung ohne Rostabblätterung bis auf eine offenbar im Windschatten liegende Stelle an einem Auflager. Rostfahnen an den Widerlagern hatten sich nicht gebildet.

5. Schlußfolgerung

Die schnelle Kraftschlüssigkeit der Klebverbindung führt bei der Stahlverbundbauweise mit Stahlbeton- oder Spannbeton-Fertigteilplatten zur vollkommenen Montagebauweise. Mit der kraftschlüssigen, stetigen und dichten Verbindung sowohl der Fertigteile untereinander als auch der Stahlträger mit den Fertigteilplatten mit Hilfe der Klebtechnik gelingt es, die Vorzüge der Fertigteilbauweise bei der Errichtung mit den Vorteilen der monolithischen Bauweise bei der Erhaltung der Bauwerke zu verbinden. Das vom Nutzer gefürchtete Fugenproblem (Undichtigkeiten, Risse, Korrosionsschäden, Tragfähigkeitsverluste) wird durch die Klebverbindung beseitigt. Für eine breite Anwendung sollten noch weitere praktische Erfahrungen gesammelt werden.

Literaturverzeichnis:

- [1] Hänsch, H.; Krämer, W.: Kraftschlüssige Klebverbindungen im Fertigteil-Verbundbrückenbau. Die Straße 15 (1975), H. 10 und 11
- [2] Straßenbrücken; Klebverbindungen von Fertigteilen; Merkblatt für das Straßenwesen Sw 117. Bearbeitet vom Zentralen Forschungsinstitut des Verkehrswesens der DDR
- [3] Prüfung von Platten; Druckscherfestigkeit der Klebverbindungen von Stahl- und Betonbauteilen. Merkblatt für das Straßenwesen Sw 115/01. Bearbeitet vom Zentralen Forschungsinstitut des Verkehrswesens der DDR
- [4] Hänsch, H.; Krämer, W.: Anwendung der Klebtechnik zur Schnellmontage einer Trägerrost-Verbundbrücke. Die Straße 15 (1975) H. 12.

ZUSAMMENFASSUNG

Das statische und dynamische Tragverhalten der Verbundkonstruktion mit geklebten Querfugen und geklebten Verbundfugen wurde mit Grossversuchen an drei Verbundträgerrosten getestet und mit einem Verbundträgerrost mit monolithisch hergestellter Platte verglichen. Mit den Versuchsergebnissen wurde der Beweis erbracht, dass die Klebverbindungen voll funktionsfähig sind. Daraus abgeleitete Entwurfsgrundlagen werden vorgeschlagen. Mit einem Versuchsbauwerk wurde mit Hilfe der Klebverbindung ein monolithisch wirkendes Tragwerk grosser Wirtschaftlichkeit im Schnellmontageverfahren errichtet.

SUMMARY

The statical and dynamical behaviour of composite structures with glued transverse and construction joints has been tested on three grids of composite beams and been compared with a monolithically fabricated plate. The test results have shown that the bonded joints have fully satisfied the requirements. On this account the author proposes values for design. On a test structure and through the bonded joint a monolithically acting and very economical supporting structure has been erected by a rapid assembly method.

RESUME

Le comportement statique et dynamique des constructions mixtes à joints transversaux et à liaisons collés a été examiné par des essais sur trois grilles de poutres mixtes et comparé avec une plaque monolithique. Les résultats d'essai ont montré que les joints collés fonctionnent parfaitement. L'auteur en déduit des bases de calcul. Une charpente de comportement monolithique a pu être réalisée rapidement et économiquement à l'aide de ces joints collés.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Prestressed Steel Structures

Constructions métalliques précontraintes

Vorgespannte Stahlbauten

Kleon MARINAKIS

President

Hellenic Institute for the Application of Science
Athens/Greece

This paper introduces a special way of composing steel structures, in particular trusses, frames and Vierendeel beams; it results in considerable economy. This is obtained by reducing greatly the weight of steel required for the supporting structure, without any important amount of additional labor being introduced for the composition of this structure.

For trusses, the fundamental idea is the following: a bar AB with effective length l , cross-sectional area A and moment of inertia $I = A \cdot r^2$ is able to resist the tensile force $N = A \cdot s$ or the compressive force $R = A \cdot s/w$ where s denotes the allowable axial stress for steel and w is a coefficient which depends upon the value of the slenderness ratio l/r . [1] For small values of the ratio l/r it is $w = 1$; then it is $N = R$. But for large values of the ratio l/r it is $w \gg 1$; then it is $R \ll N$; this means that the same bar resists a force which is much larger for tension than for compression. Therefore, in order to obtain the most economical solution for a truss, we try to make all long bars be acted upon by tensile forces, while compressive forces act only upon short bars. This is done in the following way:

We consider the fundamental isostatic supporting structure and make two independent sets of loads act upon it at the same time: 1) dead and live loads, just as we do for any usual truss, and 2) prestress. The combination of these two sets of loads makes the compressive forces acting upon the long bars of the truss vanish or become unimportant. Of course considerable compressive forces act upon short bars.

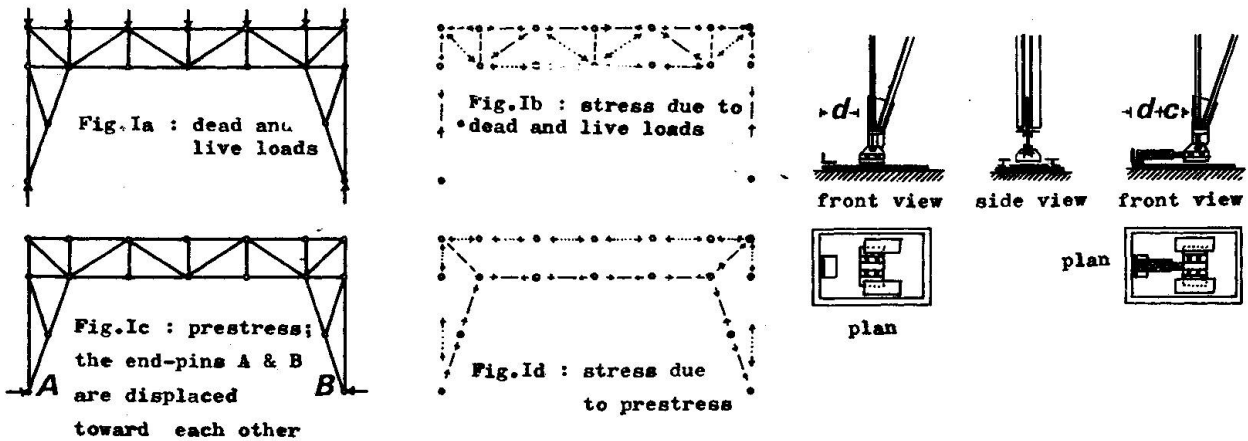
For practical application we distinguish the following two cases:
Case 1 : To prestress the truss we displace the end-pins of it. This is clearly shown in Fig. 1.

Case 2 : To prestress the truss we use additional bars as shown in Fig. 2

For frames and Vierendeel beams, the fundamental idea leading to the economical solution is the following: we make an additional set of artificial loads act upon the structure in such a way that it produces a state of stress opposite to the state of stress produced by dead and live loads. So these two states of stress produce a resultant state of stress which is much less important than either of them.

For the practical application of this technique the following condi-

Fig.1 : STEEL TRUSSES PRESTRESSED THROUGH DISPLACEMENT OF END-PINS



\longleftrightarrow tension
 $\longleftarrow \longrightarrow$ compression

Fig.2 : STEEL TRUSSES PRESTRESSED BY ADDITIONAL BARS

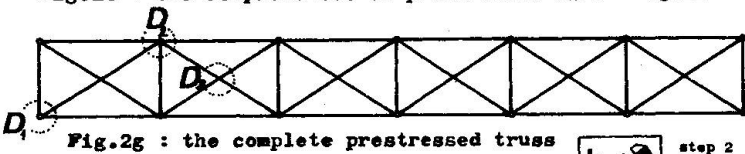
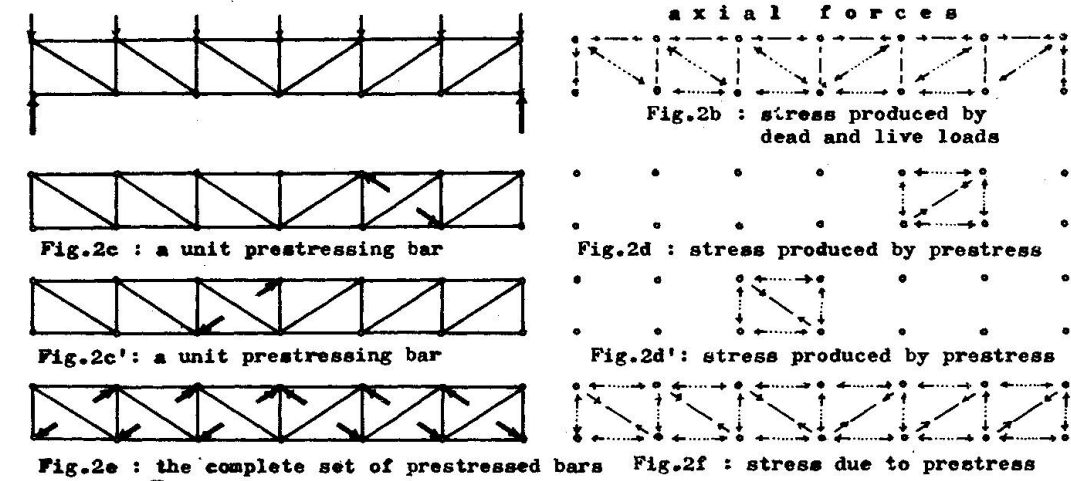


Fig.2g : the complete prestressed truss

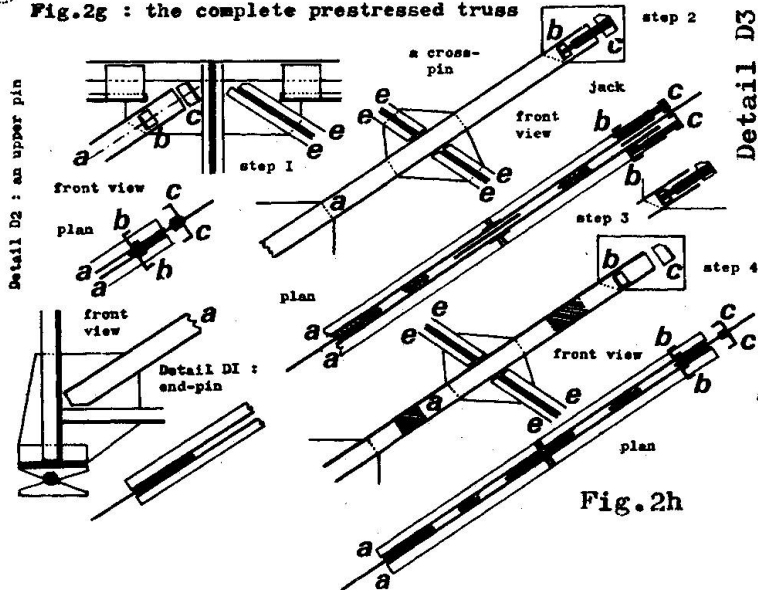
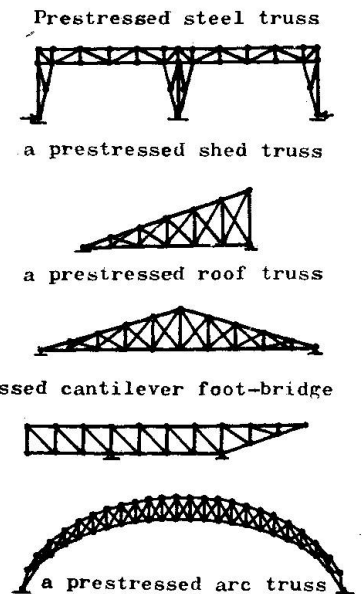


Fig.2h

EXAMPLES OF PRACTICAL APPLICATION



tion must be satisfied: a cheap way to produce the artificial loads, i.e. a cheap way to prestress the structure, must be available. This means that the device which we use to prestress the structure must require a small weight of steel and be easy to build. In the opposite case the resultant state of stress may well be much less important than either component state of stress, but the cost for the production of the prestressing device proves higher than the cost for the construction of the usual structure. This is the reason why I have presently restricted this technique to the construction of frames and Vierendeel beams; prestress in these two kinds of structures costs practically nothing and is very easy to produce. This is done in the following way:

For frames, we use a jack to produce a horizontal displacement of the foot of the column of the complete frame. (See Fig. 3 and Fig. 4)

To prestress a Vierendeel beam we work in the following way: inner transverse stiffeners are cut at mid-points. The two pieces are fixed upon the lower and the higher girders in such a way that free ends at mid-points are displaced with respect to each other. A pair of horizontal forces are needed to bring these two free ends into coincidence. These forces produce considerable relieving bending moments that act upon the higher and the lower girder. So stress and strain produced in these girders by dead and live loads are greatly reduced. (See Fig. 5)

Fig. 4 : STEEL FRAME PRESTRESSED THROUGH DISPLACEMENT OF THE COLUMN FEET

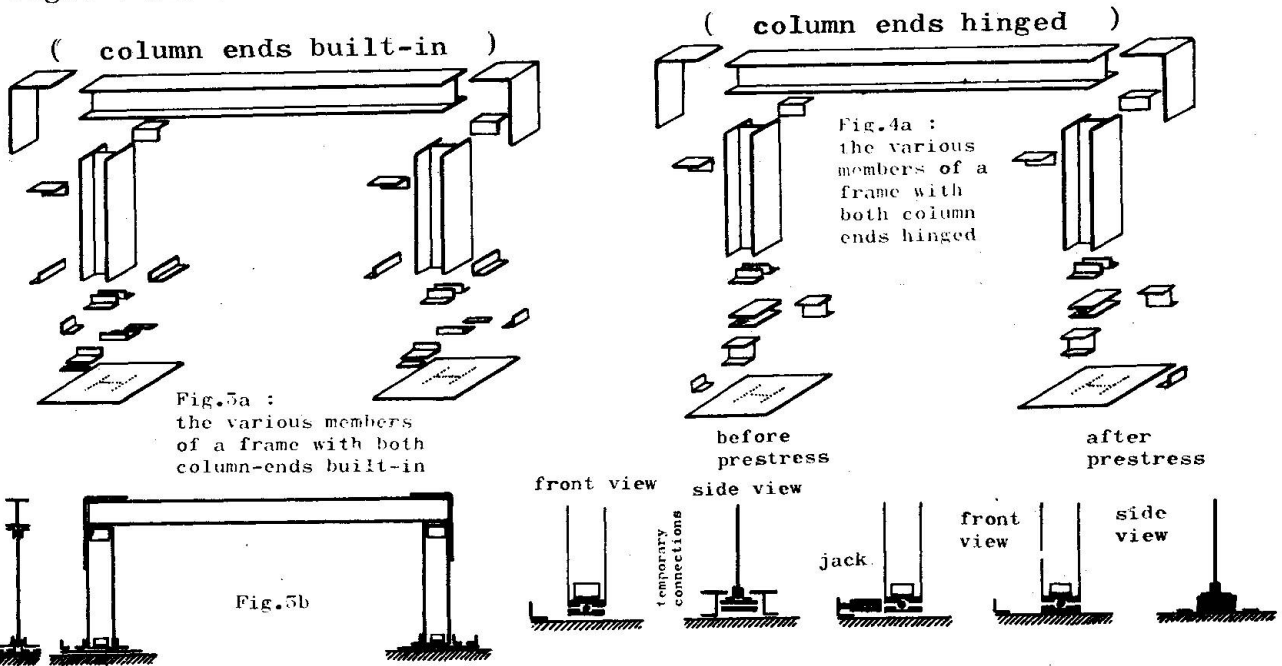
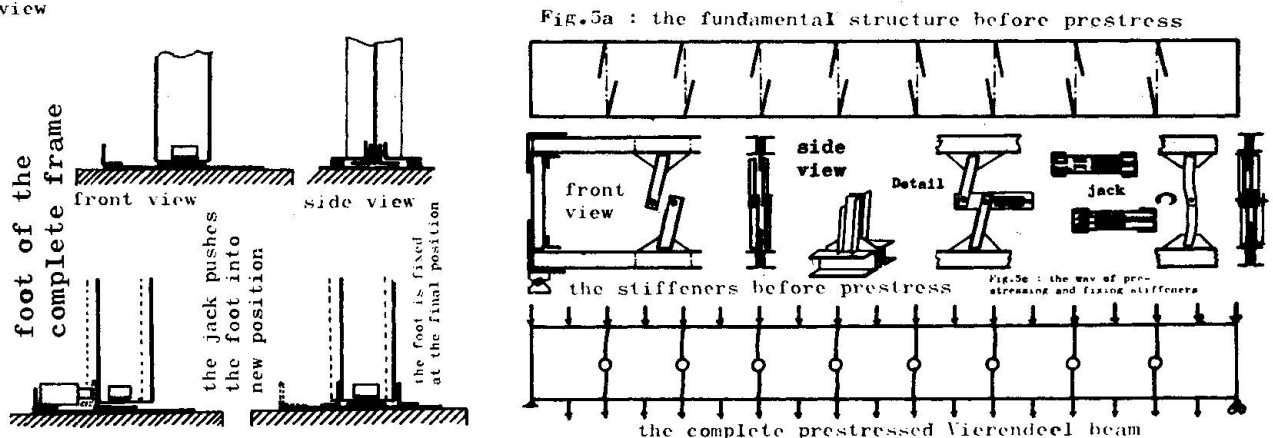


Fig. 5 : THE VIERENDEEL BEAM PRESTRESSED BY TRANSVERSE STIFFENERS



The determination of stress and strain produced in the structure by dead and live loads is done in the traditional way which is usual for such structures. [2] Attention is called upon the following point: for all loads acting upon the structure before prestress, stress and strain is determined for the fundamental structure; but for all loads acting after the prestressing bars and stiffeners have been incorporated into the complete structure, stress and strain is determined for the complete structure. It is equally so for the determination of stress and strain produced by the prestressing forces. We consider them as usual external loads. Every prestressing force is considered to act upon the structure that has already been built out of the fundamental structure and of all the prestressing bars or stiffeners that are already incorporated into the fundamental structure at the respective step of the procedure. Creep, in the way it effects computation of prestressed concrete works, is not taken into consideration, because it is generally admitted that creep in good steel is not important [3].

REFERENCE:

- [1] : Fritz STUESSI : Entwurf und Berechnung von Stahlbauten
Springer-Verlag, Berlin 1958
- [2] : E.H.GAYLORD, C.N.GAYLORD : Design of Steel Structures
Internat. stud. edit. Tokyo 1957
- [3] : Huitième Congrès, Publication Préliminaire, A.I.P.C. , Zürich 1968

SUMMARY

A new technique that reduces the weight of steel necessary for the construction of supporting steel structures is introduced. The fundamental idea is to prestress the steel structure in such a way that a state of stress opposite to the state of stress due to dead and live loads acting upon the structure is produced in it. Economy originates from the fact that the same steel bar is able to resist an axial force that is much larger for tension than for compression because of buckling.

RESUME

On présente une nouvelle technique de constructions métalliques, propre à réduire considérablement le poids de l'acier dans la construction. L'idée fondamentale est de produire une précontrainte de la construction métallique opposée aux sollicitations engendrées par le poids propre et les surcharges. L'économie provient du fait que la même barre métallique résiste à une force axiale de traction bien plus grande qu'à une force axiale de compression, à cause du flambement.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Stahlbauten sind vorgespannt. Die Vorspannung reduziert das Gewicht des für die Stahlkonstruktion benötigten Stahls. Der Grundgedanke der Vorspannung ist, den Stahl vor der Belastung überall dort unter Zug zu setzen, wo die Belastung Druckspannungen erzeugt, so dass auf der Druckseite erst diese Zugvorspannungen abgebaut werden müssen, bevor tatsächlich Druck im Stahl auftritt.

Zur Verringerung des Gewichtes von Metallkonstruktionen (methodologische Aspekte)

Réduction du poids des constructions métalliques (aspects méthodologiques)

Reducing the Weight of Steel Structures (Methodological aspects)

A. G. SOKOLOV

Dr. d. techn. Wiss., Prof.
ZNI I projektstal'konstrukcija
Moskau/UdSSR

Untersucht man die im Zusammenhang mit der Verringerung des Gewichtes von Metallkonstruktionen auftretenden Probleme, so taucht die Frage der Methodologie auf, welche zum Erreichen eines maximalen Effekts angewandt werden muß. Da die zur Errichtung von Gebäuden und Anlagen verwendeten Metallkonstruktionen die verschiedensten aus der menschlichen Tätigkeit resultierenden Anforderungen zu erfüllen haben, ist eine Klassifizierung der Konstruktionen und Anlagen nach bestimmten Kriterien außerordentlich wichtig.

Grundlegende Kriterien, nach denen eine Klassifizierung der Konstruktionen und Anlagen vorgenommen werden kann, sind:

- Art der aufzunehmenden Lasten bzw. Einwirkungen;
- Konstruktive Ausbildung;
- Eigenschaften - insbesondere mechanische - des verwendeten Metalls
- Physikalische und moralische Nutzungsdauer der Anlagen.

Für die einzelnen Konstruktionen besitzen die genannten Faktoren unterschiedlichen Einfluß, so daß eine Einteilung in Hauptgruppen erforderlich wird.

Die Tabelle 1 zeigt eine derartige Klassifizierung der verschiedenen Konstruktionen und Anlagen, wie sie in der UdSSR-Praxis [5, 6, 7, 11] angewandt wird. Die Tabelle enthält weiterhin den Grad der Beeinflussung durch die angreifenden Lasten und Einwirkungen. Die äußeren Lasten und Einwirkungen haben einen entscheidenden Einfluß auf die Gewichtsveränderung bei den Konstruktionen der ersten Gruppe, welche für technische Aufgaben mit Ausnahme der Gas-, Flüssigkeits- und Schüttgüterlagerung bestimmt sind. In den anderen Fällen, d. h. in der zweiten Gruppe, üben das Volumen der zu lagernden Erzeugnisse, der Druck sowie die Temperatur einen entscheidenden Einfluß auf das Bauwerk aus.

TABELLE 1

ART DER LASTEN UND EINWIRKUNGEN

LFD. NR.	ART DER KONSTRUKT. UND ANLAGEN	SCHWERKRAFT						TECH- NOLOG.		METEOROLOG.				ALLGEMEINE			
		KONSTRUK- TION			BESCHLEU- NIGUNG			DRUCK	TEMPERATUR	WIND	SCHNEE	EIS	TEMPERATUR	ERDBEBEN	FUNDAMENT- SETZUNG	UNTERBRECHUNG DES PROD.-PROZ.	ZERSTÖRUNG EINZ. BAUTEILE
		TRAGKON- STRUKTION	HULLKON- STRUKTION	AUS- RÜSTUNG	TRAGKON- STRUKTION	HULLKON- STRUKTION	AUS- RÜSTUNG										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1.	WOHN- UND VER- WALTUNGS- BAUTEN HOCHHÄUSER	●	●							●				●			○
2.	WEITGESPANNTE GEBÄUDE UND ANLAGEN	●	●	●							●						
3.	INDUSTRIE- BAUTEN																
	a) EINGESCHOSSIG	●	●	●			●				●		●		○		
	b) MEHRGE- SCHOSSIG	●	●	●			●			●				●			
4.	BLECHKON- STRUKTIONEN																
	a) BEHÄLTER	○	○	○				●	●	○				●	●		
	b) ROHRLEI- TUNGEN	●	●					●	○	○				●	●		
	b) ÖFEN	●	●	●				●	●					●	●	○	○
5.	HEBE-UND FÖRDERMITTEL																
	a) BRÜCKEN	●		●		●				●	○		○	●	●	○	○
	b) KRANE ETC.	●		●		●	●			●			○	○	○	○	
6.	HOCHBAUTEN																
	a) FERNMELDE- ANLAGEN	○	○	○						●	○	●	○	○	○	○	○
	b) ROHRE	○	●							●			●	●	○		
	c) FAHNENMASTE	○	○							●		○	○	○	○		
7.	WASSERBAUTEN	○						●							○		

● STARKER
EINFLUSS○ MITTLERER
EINFLUSS○ EINFLUSS
VORHANDEN

Es ist zweckmäßig, das Gewicht in zwei Anteile aufzugliedern:

- das Gewicht G_{Trag} der Tragkonstruktionen, welche die angreifenden Kräfte aufnehmen;
- das Gewicht G_{Rest} der übrigen Elemente (Hüllkonstruktionen, Ausrüstungen, Personen usw.).

Zahlreiche Untersuchungen zeigten, daß bei einem Gewicht der restliche Elemente $G_{\text{Rest}} = 0$ sowie unter der Bedingung, daß alle Konstruktionsteile auf Zug und Druck beansprucht sind und unter Vernachlässigung eines örtlichen Stabilitätsverlustes in den Bauteilen für die Tragkonstruktionen die Gleichung

$$G_{\text{Trag}} = \sum F_i \cdot l_i \cdot \gamma_i \cdot K_{\text{Konstr.}} \quad (1)$$

erfüllt ist, wobei dies für beliebige Querschnittsflächen einschließlich des Falls gilt, daß die Fläche und damit das Gewicht gegen Null gehen.

Am deutlichsten wird das Gesagte, wenn man das Gewicht eines Seiles mit konstantem Querschnitt betrachtet:

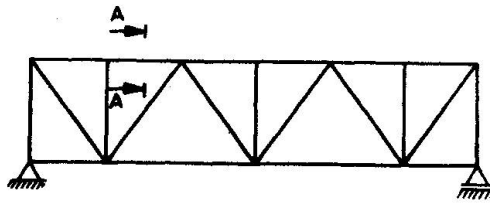
$$N = \sigma \cdot F = \frac{g \cdot l^2}{8 \cdot f} = \frac{\gamma \cdot F \cdot l^2}{8 \cdot f} ; \quad \sigma = \frac{\gamma \cdot l^2}{8 \cdot f} \leq R \quad (2)$$

Hierbei hängt der Spannungszustand im Seil nicht von der Querschnittsfläche ab, die Gleichung ist auch erfüllt, wenn letztere gegen Null geht. Analoge Schlußfolgerungen lassen sich aus der Untersuchung eines Balkens mit konstantem Querschnitt unter Zugbelastung infolge Eigengewicht erzielen. Bei fehlenden äußeren Lasten auf den Schaft des Balkens gehen die Fläche und das Gewicht gegen Null.

Die Untersuchung von Stabkonstruktionen (Fachwerken) unter ausschließlicher Belastung infolge Eigengewicht zeigt ebenfalls, daß die Spannung in einem beliebigen Element den Wert der nachstehenden Formel besitzt:

$$\sigma_i = \frac{4 \cdot \sum F_s \cdot l_s \cdot \gamma_s \cdot K_{\text{Konstr.}}}{F_i \cdot \gamma_i} \quad (3)$$

Bei einer Veränderung der Querschnittsfläche aller in das Fachwerk eingehenden Elemente um den Faktor K' durch Verringerung der Wanddicke (Abb. 1) unter Beibehaltung der Außenmaße der Bauteile bleibt die Spannung gleich, da in diesem Fall der Koeffizient der Grenzsteifigkeit gleich Null ist. Bei einer Verringerung der Wanddicke in den Elementen kann jedoch ein örtlicher Stabilitätsverlust eintreten, welcher in der Formel (3) nicht berücksichtigt ist. Dies bedeutet, daß bei Vorhandensein von Druckgliedern das Gewicht der Konstruktion bei der Einwirkung



Schnitt A-A

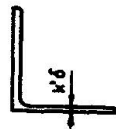
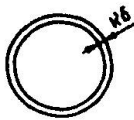
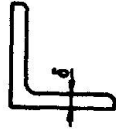
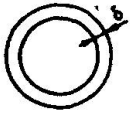


Bild 1

der Schwerkraft nicht Null wird, sondern ausgehend von den kritischen Spannungen beim örtlichen Stabilitätsverlust der einzelnen Elemente bestimmt werden muß. Als Beispiel soll der einfachste Fall betrachtet werden (Abb. 2), wo ein waagerechtes röhrenförmiges Bauteil von einem biegsamen Seil gehalten wird und unter der Einwirkung der Schwerkraft steht. Hierbei wird das Rohr gedrückt und gebogen. Ändert man die Parameter l und α , erhält man das mögliche Minimalgewicht der Konstruktion entsprechend Tabelle 2.

Der Nutzen derartiger Untersuchungen besteht darin, daß man ein minimales Bezugsgewicht für eine bestimmte Konstruktionsart erhält, mit dem die bei konkreten Projekten auftretenden Ergebnisse zum Zwecke einer Angleichung an das Bezugselement verglichen werden können.

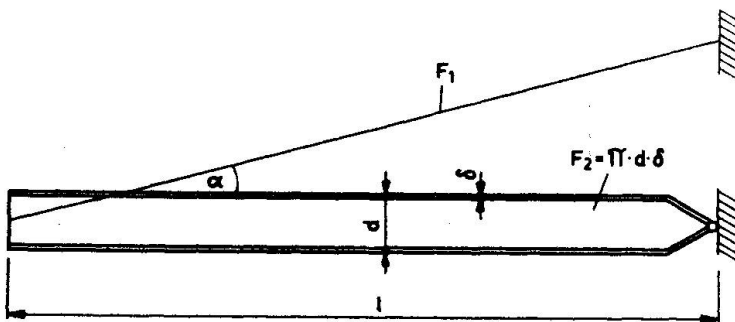


Bild 2

Ist für eine bestimmte Ausführungsart der ersten Konstruktionsgruppe ein optimales Verhältnis erreicht, so läßt sich die Verringerung des Eigengewichtes bei einer Veränderung der rechnerischen Materialfestigkeit R sowie des Raumbgewichtes γ nach den Formeln (4), (5), (6) berechnen:

$$A = \frac{1 - \eta}{1 - K_g \eta} \quad (4)$$

mit

$$K_g = \frac{G_{\text{Trag},0}}{G_{\text{Trag},0} + G_{\text{Rest},0}} \quad (5)$$

K_g = Koeffizient für das Verhältnis zwischen dem Eigengewicht der Tragkonstruktion und dem Gesamtgewicht (Tragkonstruktion und Restanteile) des Bezugselementes

wobei $G_{Trag,o}$, $G_{Trag,i}$ - Gewicht der Tragkonstruktion des Vergleichselementes bzw. Gewicht der Konstruktionen bei veränderten Metallkennwerten

$$\eta = \frac{\gamma_i}{\gamma_o} \cdot \frac{R_o}{R_i} \tag{6}$$

mit γ_o, γ_i - Raumgewicht des Metalls im Bezugsselement sowie des Materials in der Konstruktion mit neuen Kennwerten
 R_o, R_i - Rechnerische Festigkeiten

Tabelle 2

l [m]	Gewicht [kg] bei α°				
	5	10	20	30	45
1,25	$5,8 \times 10^{-4}$	$3,2 \times 10^{-4}$	$1,68 \times 10^{-4}$	$1,16 \times 10^{-4}$	$0,8 \times 10^{-4}$
2,5	$10,1 \times 10^{-3}$	$5,6 \times 10^{-3}$	$3,12 \times 10^{-3}$	$2,23 \times 10^{-3}$	$1,56 \times 10^{-3}$
5	$18,2 \times 10^{-2}$	$10,3 \times 10^{-2}$	$6,14 \times 10^{-2}$	$4,6 \times 10^{-2}$	$3,4 \times 10^{-2}$
10	3,46	2,04	1,3	1,03	0,82
20	69,75	43,58	30,13	25,77	21,66
40	1580	1031	770	680	616

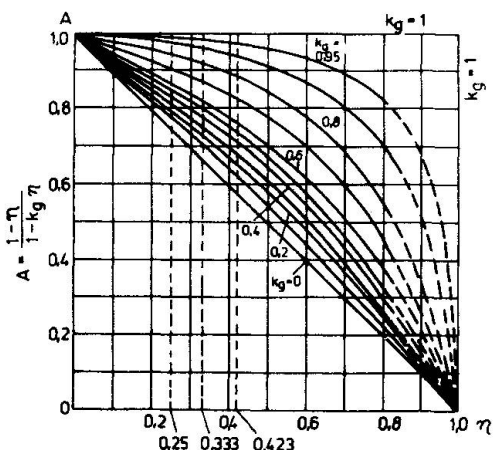


Bild 3

Abb. 3 zeigt den Einfluß der Koeffizienten η und K_g bei der Verringerung des Gewichtes der Konstruktionen im Vergleich zum Bezugsselement. Hierbei muß beachtet werden, daß bei Aufstellung dieser Abhängigkeiten der o.g. Einfluß des örtlichen Stabilitätsverlustes in den einzelnen Elementen nicht berücksichtigt wurde; deshalb darf der Bereich $\eta > 0,8$ für praktische Aufgaben nicht ausgenutzt werden. Eine Änderung des Diagramms von Abb. 3 im Bereich $\eta > 0,8$ erfordert von der Konstruktionsart abhängige aufwendige Berechnungen und bedarf noch entsprechender Untersuchungen.

Ändern sich die Konstruktionen bezogen auf das Vergleichselement ähnlich in allen Teilen, so erhält man die Gewichts- und Kostenänderung aus den Formeln:

$$G_i = G_o \cdot K^3 \tag{7}$$

$$C_i = C_o \cdot K \cdot n \tag{8}$$

mit C_o, C_i - Kosten der Bezugskonstruktion
bzw. der um den Faktor K' veränderten Konstruktion

$n = 2,5$ bis 3 - Exponent entsprechend der Kostenänderung für eine Tonne Konstruktion C' bei einer Änderung des Ähnlichkeitskoeffizienten.

Bei gleichen Kosten pro 1 t Konstruktion gilt
 $C_o' = C_i'$ und $n = 3$

Mit Hilfe der Ähnlichkeitsgesetze können Regeln für die Änderung des Gewichts (G), der Querkraft (Q) sowie des Biegemoments (M) für verschiedene Konstruktionen aufgestellt werden. Für Türme mit dreieckigem Grundriß und einer Gurtneigung von $1/20$ zur Senkrechten mit einem gleichen Widerstand gegenüber Windbeanspruchung ergibt sich bei einer Windgeschwindigkeit von $V = 40$ m/s sowie $C_x = 1$

$$G \approx 0,6 \times 10^{-5} \cdot N^3 \quad [t] \quad (9)$$

$$Q \approx 1,1 \times 10^{-3} \cdot N^2 \quad [t] \quad (10)$$

$$M \approx 0,36 \times 10^{-3} \cdot N^3 \quad [tm] \quad (11)$$

Die Formeln lassen eine Gesetzmäßigkeit bei den Änderungen der entsprechenden Parameter erkennen [8, 10], was mit den weiter oben gemachten allgemeinen Angaben übereinstimmt.

Untersuchungen im Behälterbau [2, 3] ermöglichen ebenfalls Aussagen über die Gewichtsveränderung. Bei Behältern unter Innendruckbelastung ist z.B. der Metallaufwand für 1 m^3 geometrischen Volumens bei einem gegebenen Druck $p = \text{const}$ konstant und hängt nicht vom absoluten Wert der geometrischen Abmessungen ab, sondern lediglich vom Verhältnis der geometrischen Grundmaße.

Bei einer vorgegebenen Konstruktionsform kann der Einfluß des Gewichtes der stationären Ausrüstungen auf die Tragkonstruktionen nicht verändert werden, hingegen kann das Gewicht der Konstruktionen durch Einsatz höherfester Baustoffe verringert werden, wie bereits weiter oben gesagt wurde.

Schlußfolgerung:

Die unaufhörliche Tendenz zur Verringerung des Stahlaufwandes durch eine Erhöhung der mechanischen Eigenschaften des Stahles führt zu einem relativen Anwachsen des Anteiles der restlichen Einflüsse einschließlich der meteorologischen Faktoren. Aus diesem Grund sind die im Zusammenhang mit einer Verringerung dieser Einflüsse stehenden Probleme von größter Wichtigkeit.

Literatur

1. Sokolov, A.G.: Obtekaemye radiobašni bol'šoj vysoty (Stromlinienförmig verkleidete Sendetürme großer Höhe). BST 5, 6/1944
2. Sokolov, A.G.: Opredelenie optimal'nych po vesu razmerov cilindričeskich vertikal'nych rezervuarov, rabotajuščich pod davleniem (Ermittlung der dem Gewicht nach optimalen Abmessungen zylinderförmiger, vertikaler, druckbeanspruchter Behälter). Vestnik inženerov i technikov 6/1951

3. Lessit, E.N.; Lileev, A.F.; Sokolov, A.G.: Stal'nye listovye konstrukcii (Stahlblechkonstruktionen). Gosstrojizdat 1956
4. Sokolov, A.G.: Ob opredelenii optimal'nogo ugla naklona ottjažek v mačtah (Zur Bestimmung des optimalen Neigungswinkels von Mastabspannungen). Materialy po stal'nym konstrukcijam, Gosstrojizdat 4/1959
5. Sokolov, A.G.: Ispol'zovanie metoda podobija pri proektirovanii (Anwendung des Ähnlichkeitsverfahrens bei der Projektierung). Jubilejnyj sbornik "Metalličeskie konstrukcii" posvjaščennyj 75 letiju N. Streleckogo. Gosudarstvennoe naučno-techničeskoe izdatel'stvo literatury po gornomu delu, 1962
6. Oblegčennye nesuščie metalličeskie konstrukcii. Unter d.Red. von A.G. Sokolov, Gosstrojizdat 1963
7. Streleckij, N.S.; Streleckij, D.N.: Proektirovanie i izgotovlenie ekonomičnykh metalličeskich konstrukcij (Projektierung und Fertigung ökonomischer Metallkonstruktionen). Strojizdat 1964
8. Sokolov, A.G.: Zakony vesa bašen (Prinzipien für das Gewicht von Türmen). Trudy universiteta Družby narodov im. Patrisa Lumumby Bd. 34, Ausg. 5/1968
9. Sokolov, A.G.: Puti umen'shenija vesa metalličeskich konstrukcij (Wege zur Verringerung des Gewichts von Metallkonstruktionen). Thesen zu den Vorträgen der VII. Wiss.-Techn. Konferenz der Universität für Völkerfreundschaft "Patrice Lumumba".
10. Sokolov, A.G.: Analiz vesa nesuščich konstrukcij vysokich zdanij prizmatičeskoj formy pri svjazevom rešenii (Analyse des Gewichts der Tragkonstruktionen von Hochhäusern in Verbundbauweise). Internationale Vereinigung für den Hochhausbau, USA 1972
11. Mel'nikov, N.P.: Puti progressa v oblasti metalličeskich konstrukcij (Wege zum Fortschritt auf dem Gebiete des Metallbaus). Strojizdat 1974
12. Diduch, B.I.; Kasje, I.V.: Praktičeskoe primenenie metodov teorii razmernosti i podobija v inženernych stroitel'nych rasčetach (Die praktische Anwendung von Methoden der Maß- und Ähnlichkeitstheorie bei Ingenieurbauberechnungen). Strojizdat 1975

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag behandelt allgemeine Fragen im Zusammenhang mit der Massereduzierung von Metallkonstruktionen. Besondere Bedeutung wird der Festlegung von Minimalwerten für das Gewicht beigemessen, welche für die verschiedenen Konstruktionsarten als Bezugswerte bei Vergleichen dienen können. Es werden der Einfluss verschiedener Faktoren auf das Gewicht dargelegt sowie Beispiele für die Aufdeckung von Gesetzmässigkeiten beim Gewicht verschiedener Konstruktionsarten aufgeführt.

SUMMARY

The paper deals with general questions relating to the reduction of weight on steel structures. Special attention is paid to the establishing of minimum values for different types of construction, values which can be used for reference and comparison. The influence of different factors on the weight is discussed and examples are given.

RESUME

L'article traite de questions générales se rapportant à la réduction du poids de constructions métalliques. Une attention particulière est attribuée à la détermination de valeurs minima des poids qui, pour différents genres de construction, peuvent servir de valeurs de référence et de comparaison. L'influence de différents facteurs sur le poids est discutée et des exemples sont donnés.

Application of Composite Girders to Highway Bridges under Consideration of Maintenance

Application de poutres mixtes aux ponts d'autoroutes du point de vue de l'entretien

Anwendung von Verbundträgern auf Autobahnbrücken, von der Instandhaltung her betrachtet

Kenichi KUSHIDA
Senior Engineer
S. C. E. Group, Kobe Steel Ltd.
Kobe/Japan

Toshikazu SURUGA
Chief Technical
S. C. E. Group, Kobe Steel Ltd.
Kobe/Japan

Yukio MAEDA
Dr.-Eng. Prof.
Osaka University
Osaka/Japan

1. Introduction

In Japan, simply-supported plate girders have generally been used for urban express-highway bridges. Recently, damage at reinforced-concrete slabs and expansion joints of bridges has caused a serious problem. Several years after completion of bridges, repair works of bridge decks including expansion joints have often been forced to be carried out on some bridges, so that serious traffic congestion has been caused.

There will be many reasons for the cause of such damage: from working loads, the reasons are

- 1) Increasing of the intensity of working loads,
- 2) Increasing of the traffic vehicles;

from structural rigidity, the reasons are

- 1) A reinforced-concrete slab is generally lacking in flexural rigidity,
- 2) Main girders supporting a floor system may be subjected to unequal deflections,
- 3) Overall flexural rigidity of some bridges may not be sufficient to prevent the slab damage.

To solve these problems in the structural rigidity, the following new construction methods as shown in Fig. 1 and 2 have been proposed:

- 1) Closed steel-grating floor,
- 2) Floor beam with concrete filled in steel form,
- 3) A method to connect two simply-supported girder by a reinforced concrete cross beam, to reduce the otherwise required number of expansion joints.

Even if one of these methods is used individually, a remarkable effect on rigidity could be expected. Furthermore, the rigidity can be increased much more by combining these methods all together. These new construction methods have the following advantages:

- 1) The load-carrying capacity in bending of a closed steel-grating floor is larger than that of an ordinary reinforced-concrete floor,

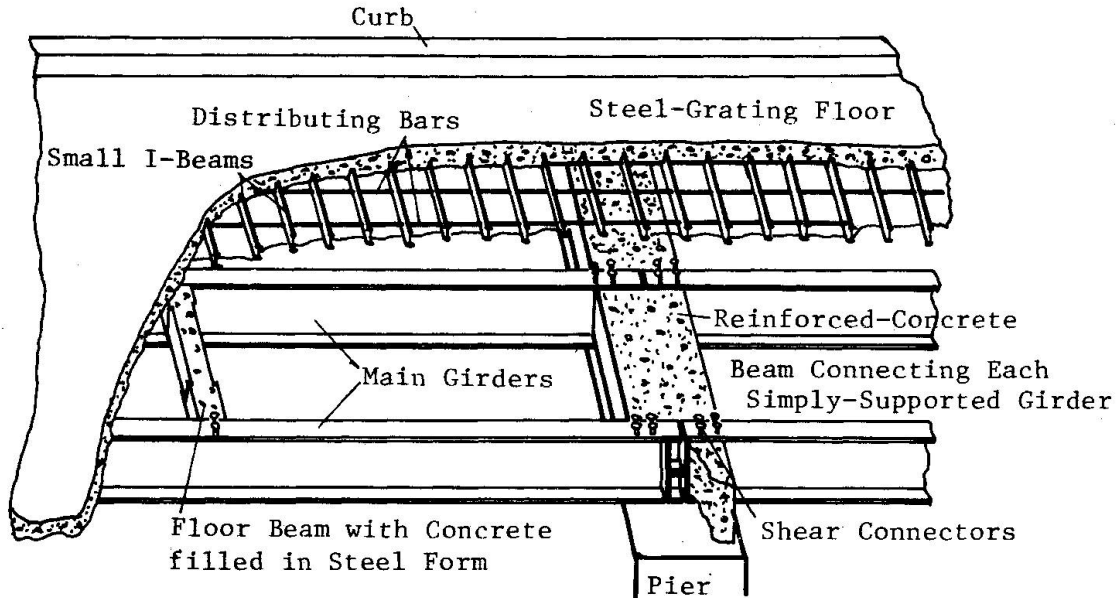


Fig. 1 Schematic View of Composite Girder

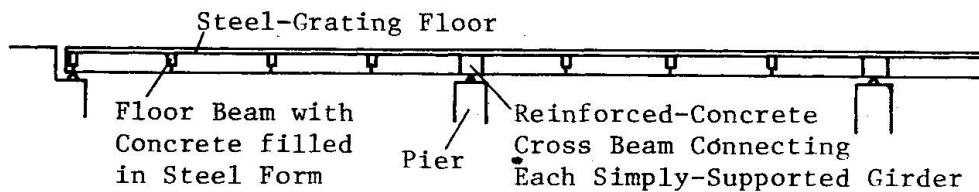


Fig. 2 Side View of Composite Girder

- 2) Its structural elements are of simple construction,
- 3) Easy and fast fabrication and erection works can be expected,
- 4) The flexural rigidity of this type of bridge is larger than that of a conventional bridge,
- 5) The number of expansion joints which will be one of the cause of damage could be reduced.

Compared with the conventional method, these new construction method will give greater durability to bridges. Therefore, bridge service life can be extended and the maintenance cost of bridge can be reduced.

In this paper, the three new construction methods and their application to actual highway bridges will be discussed.

2. Closed steel-grating floor

The authors have already published several reports for the study on a closed steel-grating floor. 1],2] Gaining credit for its great usefulness, it has been applied to the floor of a great number of highway bridges in Japan. 3]

It consists of a concrete-filled steel grid frame of small parallel I-Beams connected by suitable steel bars, to which thin plate is welded so as to act a mould as shown in Fig. 3. It is also called the I.B GRATE floor.

This type of floor has the following advantages:

- 1) The dead load can be reduced because of the smaller thickness of the floor,
- 2) Accuracy for this fabrication is higher than an ordinary reinforced-concrete slab because it is fabricated in a shop,
- 3) Since assembling and removing of moulds and placing of reinforcements in the field are not required, construction time required for erection of a bridge can be shortened,
- 4) The load-carrying capacity is larger than that of a reinforced-concrete slab against the same bending moment.

It is quite possible to reduce the damage at a floor and the maintenance cost of a bridge by using the I.B GRATE floor.

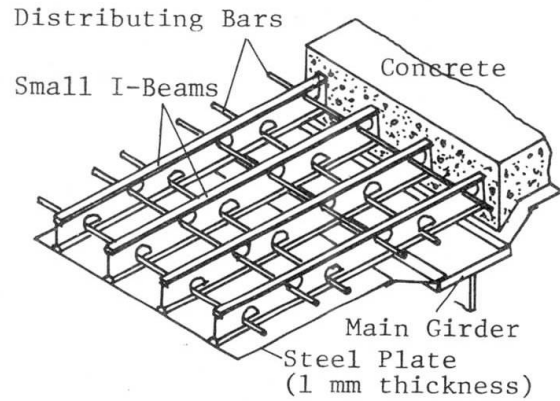


Fig. 3 Details of Grating Floor System

3. Floor beam with concrete filled in steel forms

When floor beams for ordinary plate girder bridges are to be manufactured, many accurate and yet complicated operations are required, for example, full-size marking and moulding, making holes, fastening bolts, and so on. To decrease these complex operations, an idea about a new type floor beam which could provide easy and fast fabrication and erection, has been developed by the authors.

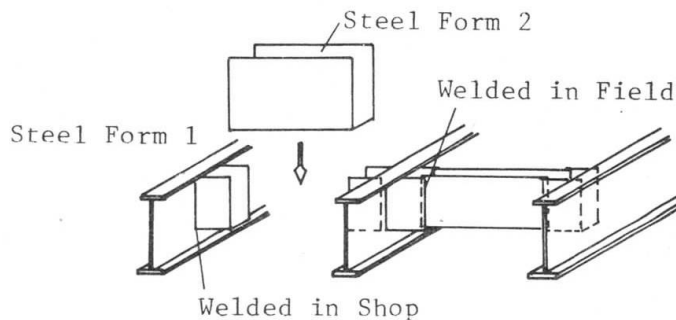


Fig. 4 Erection of Steel Forms

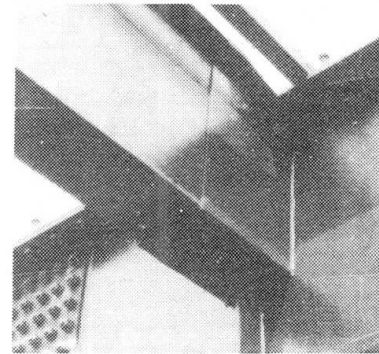


Fig. 5 Connection.

As shown in Figs. 4 and 5, a U-shape Steel Form 1 is welded to a main girder in a shop. Then, a U-shape Steel Form 2 is attached to the Steel Form 1, and is welded at each joint in the field. After placing steel bars in the Steel Form 1 and 2, they are filled with concrete simultaneously with salb concrete casting. By these processes a concrete floor beam is produced and acts as one member together with slab.

At the connections to the main girder, steel bars are arranged through the web plate of the inner main girder to resist a bending moment, and some shear connectors are welded on the web plate of the outer main girder to resist a shearing force as shown in Fig.6. Accordingly, the floor beam is kept in continuity at the connections to the main girder. Furthermore, connections of the slab to

the floor beam are strengthened by distributing some stirrups in the Steel Forms and anchoring them in the slab.

This type of floor beam has the following advantages:

- 1) Because the floor beam can act together with the slab, the rigidity of the floor beam will be increased, hence the distribution of loads will be improved and the rigidity of bridge itself will be increased.
- 2) The slab is stiffened by the floor beam, which especially will contribute toward stiffening the slab effectively at the end of girder.
- 3) In the floor beam filled with concrete, bolts and rivets are not used at all, so it is unnecessary to make hole and to assemble temporarily girders and floor beams in a shop. Consequently, it is expected that fabrication will become very easy.
- 4) It is also so easy to erect the bridge in the field that experienced workers are not required.

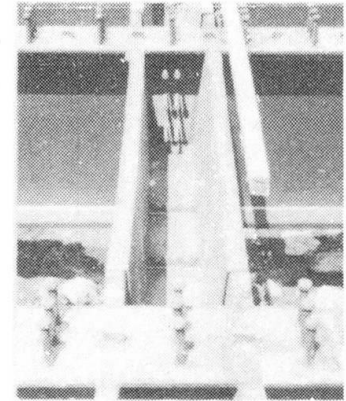


Fig. 6 Steel Form

From the point of designing this floor beam, it will be pointed out that,

- 1) The steel forms (thickness in 3.2 mm or 4.5 mm) for a floor beam may be regarded as a stress member until the concrete is hardened, and may not be regarded as the stress member for working loads after the concrete has been hardened.
- 2) The floor beam filled with concrete works together with the concrete slab, so the both are designed as a reinforced-concrete T-beam.

Grid-frame rigidity at a composite girder bridge using this floor beam is 3 or 4 times as much as that of the ordinary composite girder bridge. Hence, the overall rigidity of the bridge become greater, and unequal deflections of the main girders supporting the floor become remarkably so small that their bad effect on the slab is considerably decreased. Therefore, the durability of the bridge may be increased by using this floor beam. Also, the structural elements of this bridge are so simple that its maintenance will be very easy.

4. A method to connect two simply-supported girders by a reinforced-concrete cross beam

It is advisable to use this new method for multi-span bridges such as viaducts, flyovers, etc. On a pier which will carry an intermediate support after connection, two simply-supported girders erected individually are connected by a reinforced-concrete cross beam cast simultaneously with slab concrete. These two connected girders have the same function as a continuous girder for live load and dead load after composition with the slab concrete.

AS shown in Fig. 7, first of all, moulds are set about 70 cm away from each end of the girders and steel bars are placed in the moulds between each main girders. Furthermore, suitable steel bars are placed in the slab along the main girders to reinforce the slab for a negative bending moment as shown in Fig. 8. Then, concrete

is placed in the moulds simultaneously with casting of the slab concrete.

Now, the authors designed several details near the end of main girders as shown in Fig. 9, and compared each other in static strength by tests, which showed that they were practically equal in the strength except Type (a) which was weakest. Among them Type (d) has been recommended by the authors.

Assumptions of design for girders are as follows:

- 1) The connected main girders function in the same way as two simply-supported girders until the concrete at the connection is hardened.
- 2) The connected main girders are regarded as two simple girders for dead and live loads in its design. However, they are regarded as a continuous girder for the calculation of deflection.
- 3) The connecte section at the connection is proportioned for sectional forces due to the loads applied to a continuous girder.

This method has the following advantages:

- 1) It is a simple matter to design and fabricate the main girder as two simple girders, and its standerzidation could be done easily.
- 2) The erection of simple girders requires only light operations.
- 3) If two simply-supported girders are connected by a reinforced-concrete cross beam, it is unnecessary to build expansion joints, resulting in smooth traffic running.
- 4) Main girders are designed as a simple girder, and are connected by a reinforced-concrete cross beam, and become continuous girders. Therefore, the main girders show the same behavior as a continuous girder. So, in fact, the main girders are subjected to less stresses compared with a designed value

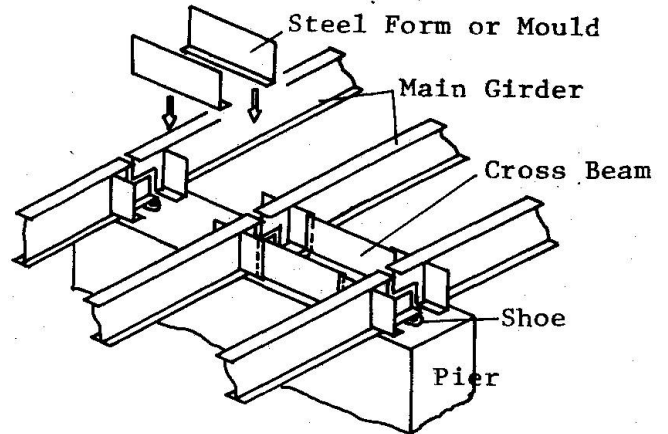


Fig. 7 Details of Connection

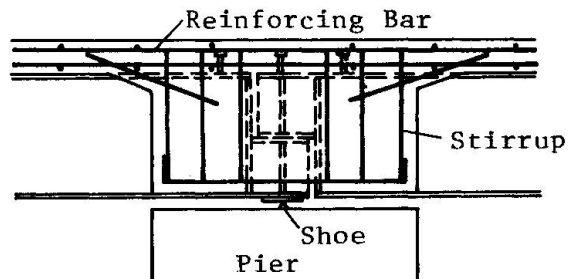


Fig. 8 Placement of Bars

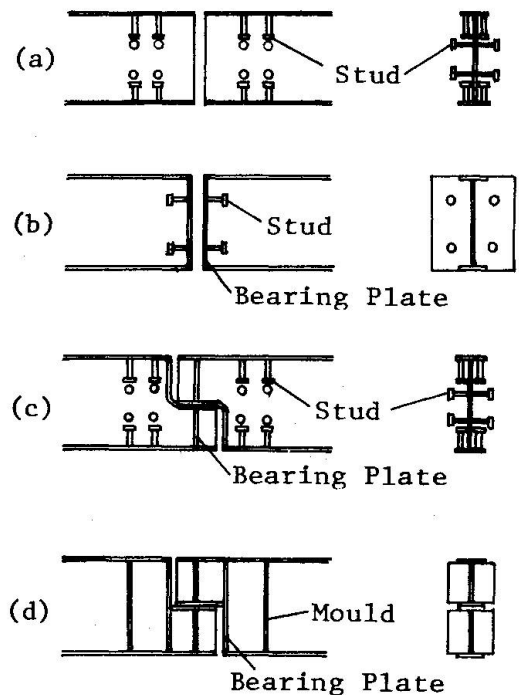


Fig. 9 Details near the Ends of Main Girders

in the region of positive bending moment.

- 5) The deflection could be reduced by connecting simple girders together to make a continuous girder, then the slab gets less bad effect. Reducing the number of expansion joints could solve the problem on slab damage.

This construction method is a remarkably better one compared with that of conventional bridges not only for reducing the number of expansion joints which used to cause damage, but also for greatly reducing their maintenance cost.

Now, it should be noted that this method can be applied to a bridge whose span length is less than 30 m from the authors' experience, because it seems that a longer bridge will require further studies on detail at the connection. In addition, girder sections may be uniform throughout the whole length with a section at the span center which is proportioned as a simple girder.

5. Application examples

a) Example 1

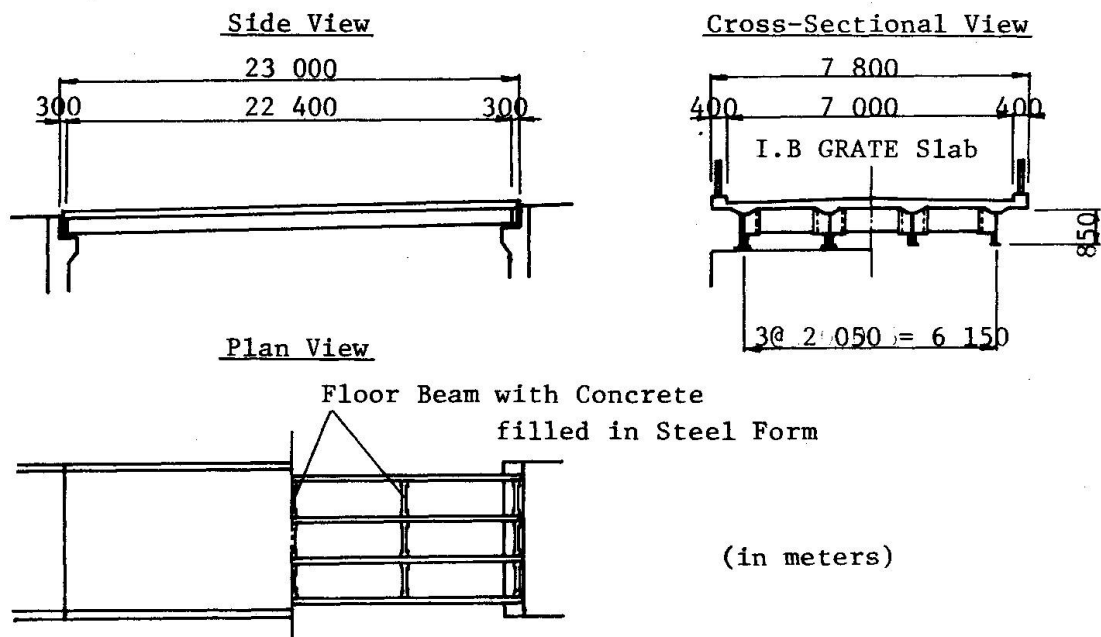


Fig. 10 General View of Bridge

An actual example of application to a simple girder bridge is introduced, which was constructed in Japan in 1974 with the I.B. GRATE floor and the floor beam filled with concrete. 4]

As shown in Fig. 10, main items of the bridge were bridge length of 23 m, total width of 7.8 m, span of 22.4 m, and a design live load for the bridge was 20 tons truck load specified at the Specifications for Highway Bridges in 1972, Japan Road Association.

In fabricating this bridge, full-size marking and moulding were not done except those of the main girders, because a large number of connections to connect a floor beam with a main girder, were easily adjusted by using the floor beam filled with concrete when the bridge was built in the field. It took about 9 days to construct the super-structures of this bridge, and the erection

works were faster and easier than those of an ordinary bridge with a similar length (Figs. 11 and 12).

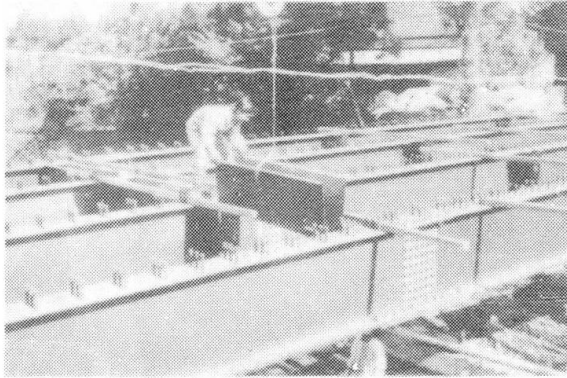


Fig. 11 Erection of U-shape Steel Form



Fig. 12 Setting of I.B GRATE Floor

b) Example 2

An example of application to the ceiling of box-culvert through which an express highway runs, is illustrated as seen in Fig. 13, which was constructed in Japan in 1975.

In recent years, Japan has suffered from public nuisances due to construction works at the community around construction sites. It will be the only solution for solving this serious problem to shorten the length of construction time. In such circumstances, the new methods which have been described in the preceding paragraph are quite suitable, because these new methods can cut construction time by $1/3$ or $1/2$ compared with using conventional methods.

In the case of construction of a box-culvert, it has proved advantageous to apply the proposed new methods, because they certainly cut the construction time, meet a requirement to secure an open space under its ceiling as a road, and yet they do not cause any trouble against continuation of the main construction works. Furthermore, to avoid traffic congestion caused by maintenance works, especially for repainting, galvanized main girders can be used together with a thin zinc iron plate for a bottom plate of the I.B GRATE floor, because much less repainting work is required.

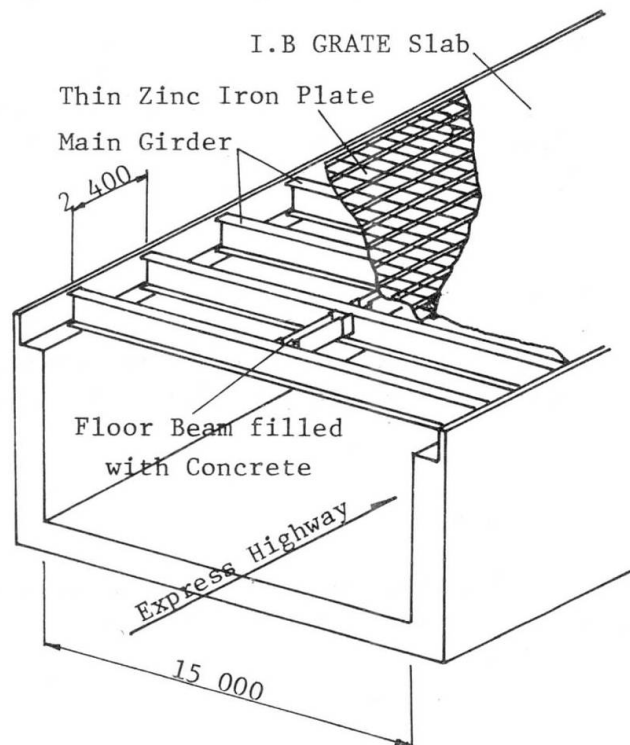


Fig. 13 Schematic View of Box-Culvert

6. Conclusions

A structure should have more durability with less maintenance so that it can perform its function fully and safely in its life. To meet such requirement, new three construction methods for bridge were proposed with discussion in this paper in order to give greater durability to individual structural parts, resulting in providing the bridges with greater overall durability.

These new methods have flexibility enough to be applied to other bridges.

REFERENCES

- 1] Y. Maeda and S. Matsui, "Experimental Study on Behavior and Load Carrying Capacity of Full-sized Steel Grating Floors", Proceedings of Japan Society of Civil Engineers, No. 181, 1970 (in Japanese).
- 2] Y. Maeda, T. Suruga and H. Yamada, "Prefabricated Composite Girder Consisting of Steel Grating Floor and Inverted T-Beam", Symposium on Mass-produced Steel Structures of IABSE (PRAHA), 1971.
- 3] Mochimune Bridge, Tomei Expressway, Shizuoka Prefecture, Japan, 1968.
Kanmon Bridge, Kanmon Expressway, Yamaguchi Prefecture, Japan, 1973.
Viaducts on Okinawa Expressway, Okinawa Prefecture, Japan, 1974.
- 4] Fuda Bridge, Kumamoto Prefecture, Japan, 1974

SUMMARY

Three new construction methods which are to be applied to composite plate girder bridges, are proposed with discussion in order to increase durability of bridges.

RESUME

On présente trois nouvelles méthodes de construction de poutres mixtes et leur influence sur la durée de vie des ponts.

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden drei neuartige Baumethoden für Brücken mit Verbundträgern vorgeschlagen und im Hinblick auf Erhöhung der Lebensdauer der Brücke diskutiert.

Der Einfluß unterschiedlicher Eigenschaften von Hüllelementen auf die Tragkonstruktion und deren Gestaltung

The Influence of Different Features of Non Structural Elements on the Supporting Structure and its Configuration

L'influence de propriétés différentes d'éléments de remplissage sur la charpente et sur la forme de celle-ci

Horst SAMMET

Ing.

VEB Metalleichtbaukombinat, Forschungsinstitut
Leipzig/DDR

Im Industriebau wird die Dachhülle meist als einschaliges Warmdach ausgebildet. Als Tragschalen werden profilierte Bleche verwendet, die sich auf Pfetten abstützen und vom First zur Traufe verlaufen (Bild 1).

Bei dieser Dachausbildung haben die profilierten Bleche nur eine Funktion, sie sind Tragschale für die bauphysikalisch wirksamen Elemente des Daches.

Bestehen die profilierten Bleche aus Aluminium, können ihnen keine weiteren Funktionen zugeordnet werden. Bestehen sie dagegen aus Stahl, ist es möglich, die besonderen Eigenschaften des Baustoffes Stahl zur Rationalisierung der Dachkonstruktion zu nutzen.

Stahlbleche haben gegenüber Aluminiumblechen folgende Vorteile:

- größere Festigkeit
- höhere Steifigkeit
- größere Tragfähigkeit der Verbindungsmittel, die die Bleche untereinander und mit der Unterkonstruktion verbinden
- geringere Gefahr von Deformationen bei Transport und Montage.

Bei einer neuentwickelten Dachkonstruktion werden diese vorteilhaften Eigenschaften profilierter Stahlbleche konsequent ausgenutzt. Sie übernehmen zusätzliche Funktionen, wodurch 3 sonst übliche Bauelemente eingespart werden (Bild 2).

Erstens werden die Pfetten eingespart. Die profilierten Bleche werden in der Verlegerichtung um 90° gedreht und unmittelbar auf den Obergurten der Dreigurt-Dachbinder gelagert.

Zweitens werden die Dachverbände eingespart. Die profilierten Bleche können untereinander so fest verbunden werden, daß eine schubsteife Scheibe entsteht, die die Windlasten aufnimmt und weiterleitet und die die druckbeanspruchten Binderobergurte stabilisiert.

Drittens wird die Dampfbremse als eigenständiges Bauelement eingespart. Die Bleche selbst übernehmen diese Aufgabe. Sie sind absolut dampfdicht. Problematisch ist das Abdichten der Fugen.

Bei Aluminiumblechen werden die Ränder beim Transport und bei der Montage so verbogen, daß an ein Abdichten nicht gedacht werden kann. Bei Stahlblechen bestehen diese Schwierigkeiten nicht.

Während Dachkonstruktionen ohne Pfetten und Verbände in der DDR bereits in Serie gefertigt werden, ist die Entwicklung dampfdichter Fugen noch nicht abgeschlossen.

Neben der Einsparung von Bauelementen ergeben sich durch Ausnutzen der spezifischen Eigenschaften profilierter Stahlbleche noch 3 weitere Vorteile.

Da die Bleche bei der neuen Lösung parallel zu First und Traufe verlaufen, ist ihre Länge unabhängig von der Gebäudebreite und es gibt für alle Gebäudebreiten nur eine Blechlänge. Das erleichtert wesentlich die Beschaffung in Fixlängen. Ablängen der Bleche in der Werkstatt oder auf der Baustelle entfällt.

Falls bei Dachschäden Regenwasser in das Dach eindringt, fließt es bei der bisherigen Lösung unkontrolliert in den Dachrandbereich und kann hier erhebliche Bauschäden hervorrufen. Bei der neuen Lösung erhalten die Dachbleche durch Ankippen der Dreigurtbinder ein geringes Längsgefälle. Eindringendes Regenwasser fließt dadurch zu den Blechrändern und kann hier mit einer untergehängten Rinne schadlos abgeführt werden.

Durch die Längsneigung der Dachbleche entsteht bei den Mittelrinnen mehrschiffiger Gebäude zwanglos das erforderliche Gefälle zu den Dacheinläufen hin. Besondere konstruktive Maßnahmen sind nicht erforderlich. Bei den bisherigen Dachkonstruktionen mußten zur Erzielung des Rinnengefalles zusätzliche Bauelemente eingesetzt werden (Aufstellung der Pfetten).

Die angegebenen Vorteile der neuen Dachkonstruktion lassen erkennen, daß das Bauelement "profiliertes Stahlblech" herstellungsgerechtere und nutzungsgerechtere eingesetzt wird.

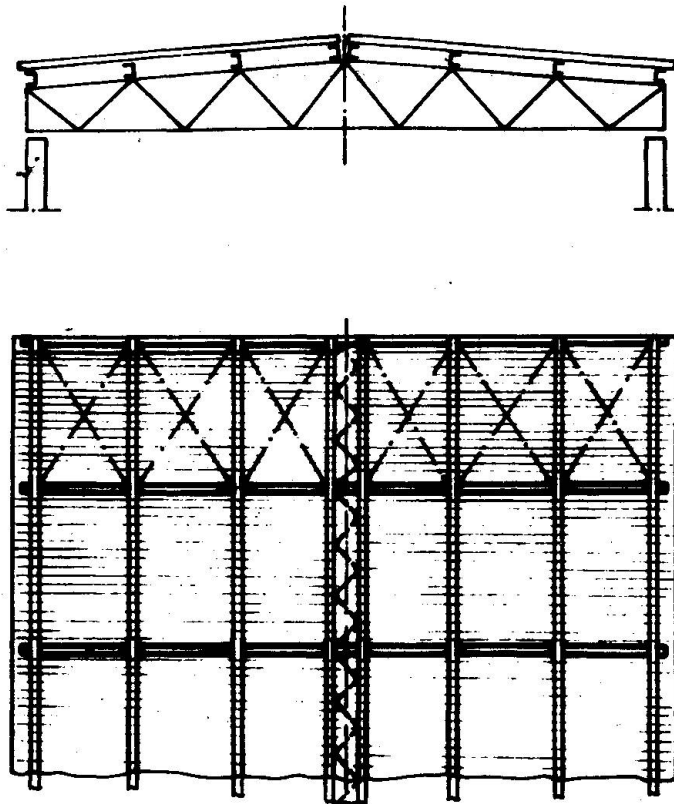


Bild 1 Übliche Dachkonstruktion, die profilierten Bleche verlaufen vom First zur Traufe.

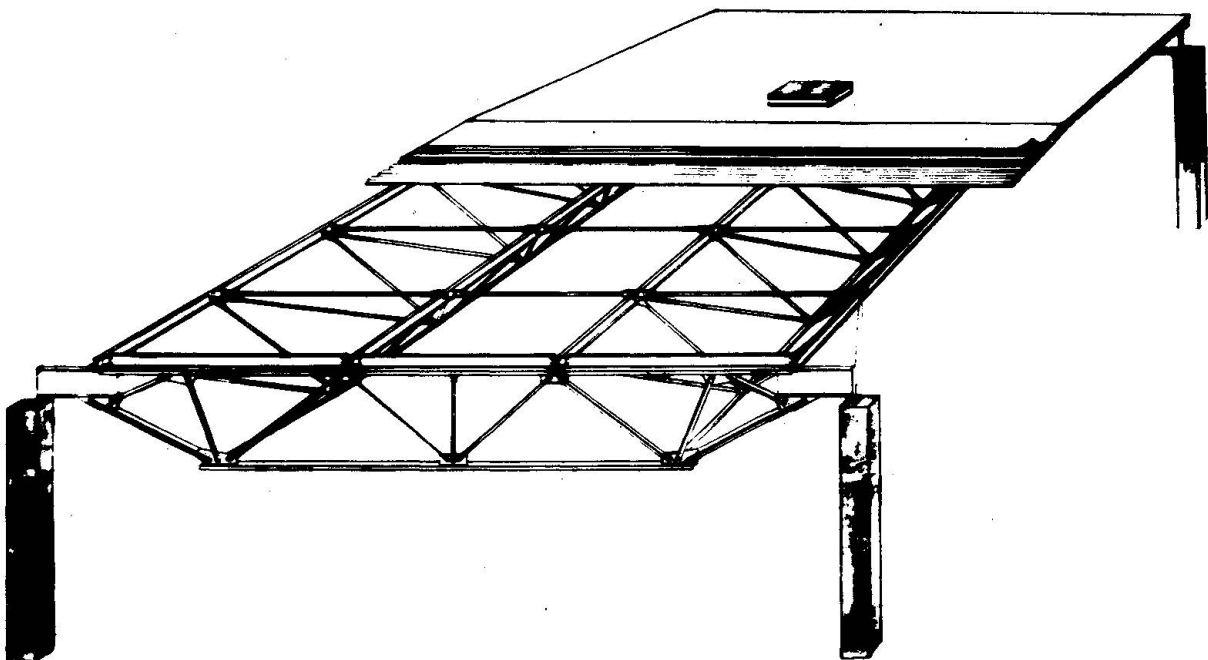


Bild 2 Dachkonstruktion ohne Pfetten und Verbände, die profilierten Bleche verlaufen parallel zu First und Traufe.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Zu einigen Fragen des effektiven Einsatzes hochfester Baustähle sowie Anwendungsbeispielen in Stahlkonstruktionen des Bergbaues

Application of High-Strength Steels and Practical Examples of Steel Structures in the Mining Industry

Emploi des aciers à haute résistance et exemples d'application aux constructions métalliques dans l'industrie minière

M. M. ZERBIN

Dr. d. techn. Wiss., Prof.
Institut für Ingenieurbau
Kiew/UdSSR

Der Bergbau ist ein bedeutender Stahlverbraucher, aus diesem Grund ist die Suche nach Möglichkeiten zur Verringerung des Stahlaufwandes sowohl beim Bau als auch beim Betrieb der Schächte, Ta- gebaue und Aufbereitungsbetriebe von größter Wichtigkeit. Eine Verringerung des Stahlaufwandes in den Stahltragwerken kann auf verschiedenste Weise erreicht werden, am aussichtsreichsten er- weist sich hier jedoch der Einsatz hochfester Stähle.

Gegenwärtig sind in der Sowjetunion die Stähle mit Nitrid- härtung am weitesten verbreitet und zwar insbesondere in der Festigkeitsklasse St 52/40 die Manganvanadinstähle 15G2AFDps und 14G2AF sowie in der Festigkeitsklasse St 60/45 die Manganvanadin- stähle 16G2AF und 18G2AFDps. Hiervon sind die Stähle 15G2AFDps und 18G2AFps halbberuhigt vergossen. 1) Die genannten Stähle zeichnen sich durch eine große Feinkörnigkeit sowie eine hohe Sprödbbruchbeständigkeit aus und können für den Einsatz in hoch- beanspruchten Schweißkonstruktionen empfohlen werden. Zusammen mit den o. g. Festigkeitsklassen soll noch ein Manganvanadinstahl - 15G2SF - erwähnt werden. Charakteristisch für diesen Stahl sind

1) Anm.: Entsprechend staatl. Allunions-Standard GOST 19282-73 gilt für die Stahlmarkenbezeichnung folgende Symbolik:

1) Legierungskennzahlen

- . Zweistellige Ziffer links: ungefähr mittlerer Kohlenstoffgehalt in hundertstel Prozent
- . Ziffern nach Buchstaben: ungefähre Gehalt an dem betreffenden Element in ganzen Prozentzahlen

2) Legierungssymbole

G - Mangan; S - Silizium; Ch - Chrom; N - Nickel;
D - Kupfer; F - Vanadium; B - Niobium; A - Stickstoff;
P - Phosphor; M - Molybdän; R - Bor; ps - halbberuhigt

seine hohen mechanischen Festigkeitseigenschaften im warmgewalzten Zustand trotz fehlender teurer chemischer Zusätze wie z. B. Nickel. Besonders interessant für den Stahlbau sind die hochfesten Stähle der Festigkeitsklassen St 70/60 und darüber. Von den entsprechenden sowjetischen Stählen sollen die Güten 12G2SMF und 14Ch2GMR genannt sein, wobei letztere in hochbeanspruchten Stahlkonstruktionen des Bergbaues, der Fördertechnik, der chemischen Industrie und des Maschinenbaues verbreitet ist.

Der effektive Einsatz hochfester Stähle wird durch zahlreiche Faktoren beeinflusst, darunter auch durch die Anzahl sowie die Arbeitsweise der Bauteile und Konstruktionen. Am zweckmäßigsten erfolgt der Einsatz hochfester Stähle in zugbeanspruchten Bauteilen.

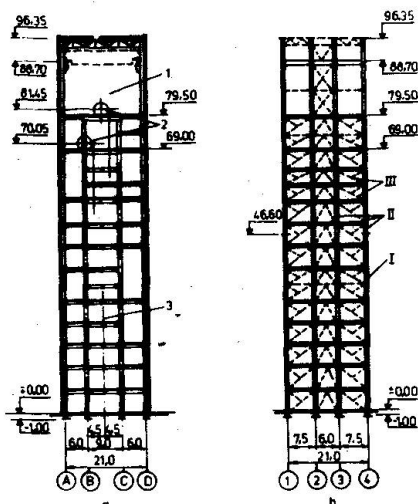
Bei mittig gedrückten Bauteilen ist der Einsatz hochfester Stähle wegen der Knickgefahr weniger effektiv als bei gezogenen Bauteilen. Ein Ausgleich kann durch dünnwandige gebogene oder rohrförmige Profile mit großen Trägheitsradien erreicht werden. Hierbei muß die Schlankheit der Stäbe bei einer Erhöhung der Stahlfestigkeit abfallen. So darf z. B. die theoretische Grenzschlankheit unter dem Gesichtspunkt der Materialökonomie bei Stäben aus Stählen der Klasse St 70/60 den Wert 80 nicht überschreiten, praktisch muß sie jedoch noch darunter liegen (30 - 50), wenn eine nennenswerte Stahleinsparung erzielt werden soll.

Bei außermittig gedrückten Vollwand- und Fachwerkträgern beträgt die mittlere Masseinsparung 31 - 27 % bei Ersatz eines Stahles der Klasse St 38/23 durch einen Stahl St 70/60. Hierbei ist der Einsatz des hochfesten Materials erst dann effektiv im umfassenden Sinne, wenn außer einer Massereduzierung die Kosten der Konstruktion aus hochfestem Material nicht über denen der analogen Konstruktion aus üblichem Kohlenstoffstahl liegen. Da die Masseinsparung einen wesentlichen Einfluß auf die Kosteneffektivität hat, muß die minimale erforderliche Massereduzierung bekannt sein, bei welcher keine Kostenüberschreitung im Vergleich zu gewöhnlichem Baustahl auftritt. Dieser Wert kann mit Hilfe des Koeffizienten α_{\min} ermittelt werden, mit dem die Masse der Konstruktion aus Stahl St 38/23 multipliziert wird. ($\alpha_{\min} < 1$). Für diesen Koeffizienten sind verschiedene theoretische Werte entsprechend den Stahlklassen bekannt. Bei den Stählen St 70/60 beträgt er z. B. $\alpha_{\min} = 0,55$ bis $0,70$ je nach Art der Konstruktion.

Weiterhin ist von großem Interesse die minimale erforderliche Masseverringering der Konstruktion aus hochfestem Stahl α_{\min} , bei welcher der Fertigungsaufwand gleich dem einer analogen Konstruktion aus üblichem Kohlenstoffstahl der Klasse St 38/23 ist. Wie auch für α_{\min} gilt auch für den Koeffizienten $\alpha_{\min} < 1$. Bei Winkelstahl-Fachwerkbändern aus Stahl St 70/60 beträgt $\alpha_{\min} = 0,54$. Es scheint uns, daß die Verwendung dieser genannten Koeffizienten nützlich ist.

Da die meisten Arbeiten dem Stahleinsatz im Bergbau geringere Beachtung schenken, möchte ich im folgenden einige Angaben zu Erfahrungen sowie zur Effektivität des Einsatzes von hochfesten Stählen in Tragwerken und Ausrüstungen des Bergbaues machen.

Die Fördertürme von Mehrseilaufzügen gehören zu den höchstbeanspruchten Übertage-Tragwerken in Erz- und Kohlegruben. Die

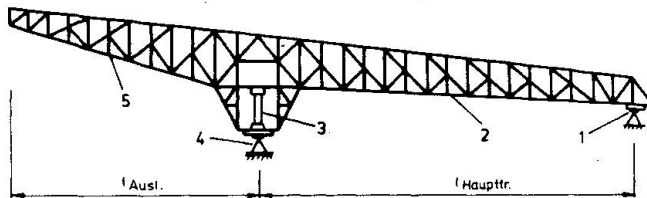


PRISMATISCHER FÖRDERTURM IN RAHMENBAUWEISE

a - Technologisches Schema; 1 - Maschinenräume; 2 - Aufzugsanlagen; 3 - Schachtlachse; b - Stahleinsatz nach Elementen; I - Stahl C 70/60; II - Stahl C 46/33; III - Stahl C 38/60

Bild 1

Höhe der Türme ist beträchtlich und kann 100 bis 120 m erreichen, die aufzunehmenden Lasten werden nach tausenden Tonnen gezählt. Verständlicherweise fordern derartige Konstruktionen den Einsatz hochfester Stähle geradezu heraus. Untersuchungen ergaben, daß der Einsatz eines hochfesten Stahles der Festigkeitsklasse St 70/60 in den hochbelasteten Druckstützen mit quadratischem Querschnitt bei letzteren eine Massereduzierung um 40 bis 50 % ermöglichte. Im gesamten Bauwerk konnte durch teilweisen Einsatz von Stählen der Klasse St 70/60 eine Verringerung des Gesamt-Stahlaufwandes um ca. 30 % erreicht werden.



SCHEMA EINER ABRAUMFÖRDERBRÜCKE

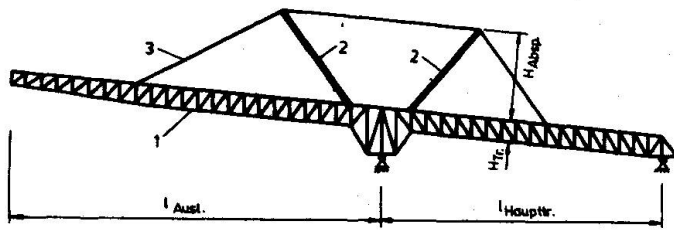
1 - Baggerseitiges Auflager; 2 - Feldträger; 3 - Schacht; 4 - Abraumseitiges Auflager; 5 - Kragträger

Bild 2

Zu den hochbeanspruchten Bauteilen im Bergbau gehören die Tragkonstruktionen der schweren Tagebauausrüstungen und insbesondere die Abraumförderbrücken. Die größte vertikale Belastung auf das Stahltragwerk ergibt sich hierbei aus der Eigenmasse. Eine Masserverringerung der Abraumförderbrücken ist deshalb im wesentlichen über den Weg einer leichteren Tragkonstruktion möglich.

Der Einsatz hochfester Stähle in den bestehenden Brückensystemen liefert positive Ergebnisse, obwohl wegen der langen Druckstäbe in den Hauptträgern sowie bei deren herkömmlichen Querschnitten schwerlich geringe Schlankheiten erreicht werden können, was in einer Reihe von Fällen zu einer niedrigen Effektivität des Einsatzes hochfester Stähle führt. Eine Verringerung der rechnerischen Stablänge in den bestehenden Brückensystemen ist schwierig.

Eine erfolgreiche Lösung dieses Problems wurde durch die Vorspannung der Brücken-Hauptträger mittels auskragender Hängewerke möglich, wodurch das starre System in ein kombiniertes System ("starres Hängewerksystem" genannt) umgewandelt wurde. Hierdurch konnte die Höhe der Hauptträger beträchtlich - bis auf 6 bis 8 m - verringert werden, in gleicher Weise die Länge der Fachwerkfelder

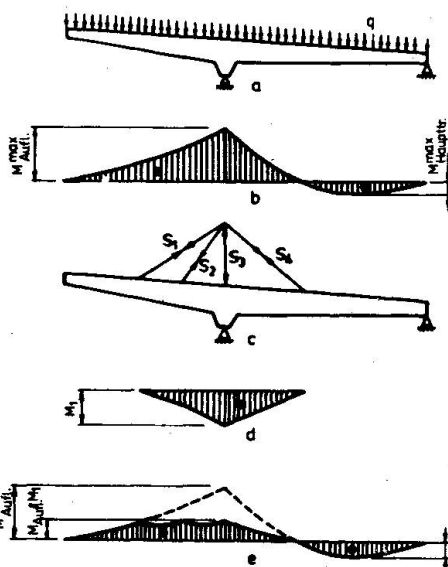


STARRES HÄNGEWERKSYSTEM MIT VORSPANNUNG AN EINER ABRAUMFÖRDERBRÜCKE

1-Hauptträger, Aussteifungsträger; 2-Stützen; 3-Abspannseil

Bild 3

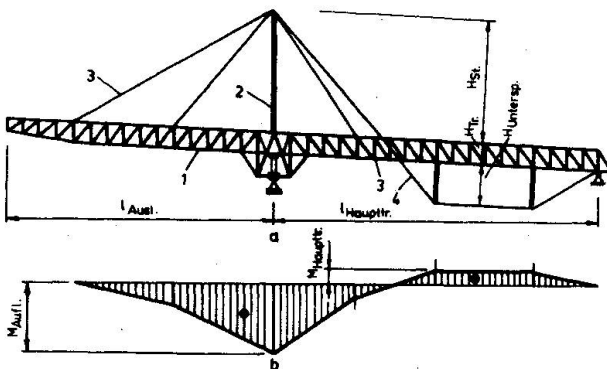
und -stäbe. Die Hauptträger konnten parallelgurtig ausgeführt werden, und durch den Einsatz von hochfesten Stählen war eine radikale Masseverringering der Brücken bis 65 % möglich. Somit sind die Anwendung des Vorspannprinzips sowie der Einsatz hochfester Stähle in den Tragkonstruktionen der Abraumförderbrücken unserer Meinung nach sehr aussichtsreich.



MOMENTENFLÄCHEN INFOLGE VERTIKALER BELASTUNG EINER HÄNGEWERKSBRÜCKE

a - Belastungsschema; b - Momentenflächen des starren Systems; c - Hängewerkssystem; d - Momentenflächen des Hängewerkssystems; e - Momentenflächen nach Überlagerung

Bild 4



STARRES HÄNGEWERKSYSTEM MIT VORSPANNUNG AN EINER ABRAUMFÖRDERBRÜCKE

a - Schema der Brücke; 1 - Ausleger; 2 - Stütze; 3 - Abspannseil; 4 - Unterspannung; b - Momentenflächen infolge Vorspannung

Bild 5

Abschließend kann gesagt werden, daß der Bau moderner effektiver und leichter Stahlkonstruktionen eine gründliche und sorgfältige Auswahl der Stahlklassen und -güten erfordert, die der geplanten Konstruktion am besten entsprechen und die nicht nur einen minimalen Stahlaufwand, sondern auch minimale Kosten bei geringstem Arbeitsaufwand während der Fertigung und Montage garantieren.