

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

Band: 9 (1972)

Teilband: Introductory report

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 04.04.2026

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

ASSOCIATION INTERNATIONALE DES PONTS ET CHARPENTES
INTERNATIONALE VEREINIGUNG FÜR BRÜCKENBAU UND HOCHBAU
INTERNATIONAL ASSOCIATION FOR BRIDGE AND STRUCTURAL ENGINEERING

NEUVIÈME CONGRÈS
NEUNTER KONGRESS
NINTH CONGRESS

AMSTERDAM

MAY 8 - 13, 1972

RAPPORT INTRODUCTIF

EINFÜHRUNGSBERICHT

INTRODUCTORY REPORT

PUBLIÉ PAR LE SECRÉTARIAT DE L'AIPC À ZÜRICH
HERAUSGEGEBEN VOM SEKRETARIAT DER IVBH IN ZÜRICH
PUBLISHED BY THE SECRETARIAT OF IABSE IN ZÜRICH

Editeur · Verleger · Publisher

***Association Internationale des Ponts et Charpentes
Ecole Polytechnique Fédérale, Zurich***

***Internationale Vereinigung für Brückenbau und Hochbau
Eidgenössische Technische Hochschule, Zürich***

***International Association for Bridge and Structural Engineering
Swiss Federal Institute of Technology, Zurich***

**Printed in Switzerland
by Offsetdruck TRUNINGER Zurich**

Préface

Le présent volume contient les rapports introductifs servant de base aux contributions qui feront l'objet du rapport préliminaire du 9ème Congrès à Amsterdam du 8 au 13 mai 1972. Conformément aux décisions prises au sein du Comité permanent, la langue utilisée est celle du rapporteur et l'une des trois langues officielles de l'Association.

Les thèmes du Congrès ont été soigneusement étudiés par les trois commissions de travail et entérinés au cours de notre réunion de Londres en 1969.

Comme d'habitude et compte tenu du caractère polyvalent de nos préoccupations, nous préconisons un large éventail de possibilités, pour nos membres, de s'exprimer et de faire part de leurs derniers travaux.

Sur l'influence de certains phénomènes non linéaires sur la résistance ultime intéressant les spécialistes de la résistance des matériaux et de la sécurité, les actions réciproques entre deux matériaux ou entre les divers éléments d'une structure devraient donner lieu à d'intéressantes innovations. Les spécialistes des grands ouvrages pourront se confronter dans une émulation créatrice à propos des halles de grande portée, tandis que les ingénieurs soucieux de relier constamment théorie et pratique étudieront l'influence des méthodes de construction sur la conception. Le développement en hauteur de nombreuses constructions de types divers pose à l'ingénieur des problèmes nouveaux qu'il convient de serrer de plus près. Finalement, les méthodes de calcul ne donnant qu'une approche plus ou moins grossière de la réalité, il

est fondamental de faire des mesures sur modèles ou sur ouvrages existants. Nous espérons recevoir là des informations inédites et percutantes. Finalement, un thème est consacré aux nouveaux développements. Il ne fait pas l'objet de publications dans le présent ouvrage. Il ne sera traité que dans la publication préliminaire afin de ne pas lui faire perdre son caractère de grande actualité.

Les membres qui ont l'intention de participer à la discussion préparée devront présenter le résumé de leurs interventions avant le 15 septembre 1971. Si l'acceptation en est faite par la commission de sélection, la contribution elle-même devra être livrée impérativement avant la fin du mois de janvier 1972.

C'est sur l'invitation du Groupe hollandais de l'AIPC que notre Congrès 1972 peut se tenir à Amsterdam. Nos remerciements les plus vifs vont donc à nos amis hollandais et particulièrement au Comité d'organisation présidé par Monsieur Ir. C.J. Louw. Nous sommes convaincus que grâce à la participation massive de nos membres, le succès du 9ème Congrès est assuré. Nous en formons en tout cas le voeu sincère.

Zurich, en novembre 1970

Le président de l'AIPC:

Prof. MAURICE COSANDEY

Les Secrétaires Généraux:

Dr sc.techn. HANS VON GUNTEN Dr sc.techn. PIERRE DUBAS

Ing.Dipl. ANGELO POZZI

Vorwort

Der vorliegende Band enthält die Einführungsberichte und dient als Grundlage für die Beiträge der vorbereiteten Diskussion des 9. Kongresses, der vom 8. bis 13 Mai 1972 in Amsterdam stattfinden wird. Gemäss Beschluss des Ständigen Ausschusses werden die Einführungsberichte nunmehr in der Sprache des Referenten bzw. einer der drei offiziellen Sprachen der Vereinigung veröffentlicht.

Die Themen des Kongresses wurden von den drei Arbeitskommissionen sorgfältig erarbeitet und anlässlich der Sitzung in London von den Delegierten angenommen.

Wie üblich und mit Rücksicht auf den vielschichtigen Charakter unserer Interessen, schlagen wir unseren Mitgliedern einen weiten Problembereich vor, worin sie sich äussern und über die letzten Arbeiten berichten können.

Während der Einfluss gewisser nichtlinearen Vorgänge auf die Traglast die Spezialisten für Tragwerkslehre und für Sicherheitsaspekte interessieren wird, dürfte die Wechselwirkung zwischen zwei Baustoffen oder zwischen verschiedenen Elementen eines Tragwerkes zu interessanten Neuerungen führen. Erbauer grosser Bauwerke werden die Gelegenheit haben, sich in einem schöpferischen Wett-eifern mit Hallen grosser Spannweite zu konfrontieren, während sich die Ingenieure, deren ständiges Bemühen in einer innigeren Verbindung von Theorie und Praxis liegt, dem Einfluss der Baumethoden auf die Konzeption widmen werden. Die ständige Entwicklung in die Höhe verschiedenster Bauten, stellt den Ingenieur vor neue Probleme, die näher zu betrachten sind. Schliesslich wird es notwendig sein, durch Messungen an Modellen und an bestehenden Bau-

werken, unsere Kenntnisse über die tatsächliche Wirkungsweise zu erweitern, da die Berechnungsmethoden nur eine angenäherte Darstellung geben können. Wir hoffen auf diesem Gebiet neue und richtungsweisende Beiträge zu erhalten. Ein letztes Thema, das den neuesten Entwicklungen gewidmet ist, wird, um dessen Aktualität zu wahren, erst im Vorbericht behandelt werden.

Mitglieder, die an der vorbereiteten Diskussion teilnehmen möchten, werden gebeten, die Zusammenfassungen ihrer Beiträge bis zum 15. September 1971 einzureichen. Bei Annahme durch die Auswahlkommission, ist der vollständige Beitrag bis spätestens Ende Januar 1972 zuzustellen.

Auf Grund der Einladung der holländischen Gruppe der IVBH kann der 9. Kongress, 1972, in Amsterdam abgehalten werden. Wir möchten daher unseren holländischen Freunden und insbesondere dem durch Herrn Ir. C.J. LOUW präsidierten Organisationskomitee unseren besonderen Dank aussprechen. Wir sind davon überzeugt, dass dank der grossen Teilnahme seitens unserer Mitglieder der Erfolg des 9. Kongresses gewährleistet sein wird. Wir erhoffen dies auf jeden Fall.

Zürich, im November 1970

Der Präsident der IVBH:

Prof. MAURICE COSANDEY

Die Generalsekretäre:

Dr. sc.tech. HANS VON GUNTEN Dr. sc.tech. PIERRE DUBAS

Dipl. Bauing. ANGELO POZZI

Preface

The present volume contains the introductory reports serving as basis for the contributions which will be the object of the preliminary report of the 9th Congress at Amsterdam on the 8th to 13th May 1972. In accordance with the decisions taken by the Permanent Committee, the language used is that of the contributor and one of the three official languages of the Association.

The themes of the Congress have been carefully studied by the three Working Commissions and ratified during the course of our meeting in London in 1969.

As usual, and taking into account the polyvalent character of our ideas, we envisage a large range of possibilities for our members to express themselves and give information on their latest works.

On the influence of certain non-linear phenomena on the ultimate strength interesting to specialists on strength of materials and on safety, the reciprocal actions between two materials or between different elements of a structure should give an opportunity for interesting innovations. The specialists of large works can discuss in creative rivalry concerning halls of large span, whilst engineers anxious to combine constantly theory and practice can study the influence of methods of construction for these ideas. The development in height of numerous constructions of different types presents the engineer new problems which he will have to tackle at close range. Finally, as the methods of calculation give only a more or less rough approach to reality, it is fundamental to make use of measurements on models or existing works. We

hope to receive thus unpublished and striking developments. Finally, one theme is devoted to new developments This does not form part of the publications in the present work. It will be treated only in the preliminary publication in order not to lose its character of great actuality.

Members who intend to participate in the prepared discussion must present the resumé of their interventions before the 15th September 1971. If it is accepted by the Selection Committee, the contribution itself must be delivered imperatively before the end of January 1972.

It is on the invitation of the Dutch Group of the IABSE that our Congress can be held in Amsterdam. We sincerely thank our Dutch friends, and particularly the Organising Committee presided by Monsieur Ir. C.J. LOUW, for this invitation. We are convinced that thanks to a massive participation of our members the success of the Congress is assured. We sincerely hope so in any case.

Zurich, November 1970

The President of the IABSE:

Prof. MAURICE COSANDEY

The General Secretaries:

Dr.sc.techn. HANS VON GUNTEN Dr.sc.techn. PIERRE DUBAS

Dipl.Ing. ANGELO POZZI

Contributions à la discussion préparée

Délai: Les membres qui désirent participer avec une contribution à la discussion préparée sont priés de faire parvenir au Secrétariat de l'AIPC titre et résumé en cinq exemplaires avant le 15 septembre 1971. Le résumé, rédigé dans l'une des trois langues officielles de l'Association, sera long d'au moins une page dactylographiée Format A4 (29,7 x 21 cm) et ne pourra en dépasser deux. Il devra permettre de juger la contribution.

Il est encore rappelé ici que les contributions devront se référer aux exposées introductifs contenus dans le "Rapport Introductif".

Sélection: Avec l'aide des commissions de travail, les Secrétaires Généraux feront un choix parmi les contributions proposées.

Publication et lecture: Les rapports acceptés seront publiés dans la "Publication Préliminaire" à la fin mars 1972 et devront être présentés par extraits lors du Congrès. Pour que la "Publication Préliminaire" puisse être remise à temps à tous les participants du Congrès, les auteurs s'engagent à présenter leur contribution avant le 1 février 1972. La rédaction du manuscrit comprendra au maximum 10 à 12 pages dactylographiées, Format A4 (justification 25 x 17 cm).

Adresse postale du Secrétariat: Association Internationale des Ponts et Charpentres
Ecole Polytechnique Fédérale
Haldeneggsteig 4
CH-8006 Zurich (Suisse)

Leere Seite
Blank page
Page vide

Einreichung von Beiträgen für die vorbereitete Diskussion

Termin der Begutachtung:

Mitglieder, die sich mit einem Beitrag an der vorbereiteten Diskussion beteiligen möchten, sind gebeten, Titel und Kurzfassung in fünf-facher Ausfertigung dem Sekretariat der IVBH bis zum 15. September 1971 zukommen zu lassen. Die Kurzfassung in einer der drei offiziellen Sprachen der Vereinigung muss mindestens eine und darf höchstens zwei Schreibmaschinenseiten Format A4 (29,7 x 21 cm) umfassen, die eine Beurteilung des Beitrages erlaubt.

Es sei hier nochmals daran erinnert, dass sich diese Beiträge auf die im "Einführungsbericht" erschienenen Berichte beziehen müssen.

Auswahl:

Die Generalsekretäre werden unter Beziehung der Arbeitskommissionen aus den angemeldeten Beiträgen eine Auswahl treffen.

Veröffentlichung und Verlesen der Beiträge:

Die angenommenen Berichte werden Ende März 1972 im "Vorbericht" veröffentlicht und sollen am Kongress auszugsweise vorgetragen werden. Damit der "Vorbericht" rechtzeitig allen Kongress-Teilnehmern zugestellt werden kann, verpflichten sich die Autoren, ihre Beiträge von höchstens 10-12 Schreibmaschinenseiten Format A4 (Satzspiegel 25 x 17 cm) "kamerafertig" bis zum 1. Februar 1972 einzureichen.

Postanschrift des Sekretariates:

Internationale Vereinigung
für Brückenbau und Hochbau
Eidgenössische Technische Hochschule
Haldeneggsteig 4
CH-8006 Zürich (Schweiz)

Leere Seite
Blank page
Page vide

Contributions to the prepared discussion

Contributions to the prepared discussion

Deadline: Members who wish to submit a contribution to the prepared discussion are requested to supply the Secretariat with title and short version of their contribution fivefold not later than September 15, 1971. The short version of the contribution in one of the three official languages of the Association should be at least one, but not more than 2 type-written pages (Size A4/29,7 x 21 cm/8½" x 11") allowing a valuation of the contribution.

May we - once more - point out that the contributions must relate to the reports included in the "Introductory Report".

Choice of contributions: The General Secretaries assisted by the Working Commissions will make a selection of the submitted contributions.

Publication and presentation: The accepted contributions will be published in the "Preliminary Publication" end of March 1972 and the authors ought to report on same in the form of an abstract at the Congress. In order that the participants will receive the "Preliminary Publication" ahead of the Congress, the authors engage themselves to submit their contribution of not more than 10-12 type-written pages (Size A4/ type area 25 x 17 cm/9.8"x6.7") "camera-ready" not later than February 1, 1972.

Postal address of the Secretariat: International Association for Bridge and Structural Engineering
Swiss Federal Institute of Technology
Haldeneggsteig 4
CH-8006 Zurich (Switzerland)

Leere Seite
Blank page
Page vide

Table des matières · Inhaltsverzeichnis · Table of Contents

Thème I **L'influence sur la résistance et les déformations des phénomènes non linéaires suivants**
Thema I **Der Einfluß auf die Traglast und die Verformung der folgenden nichtlinearen Vorgänge**
Theme I **The Influence on Strength and Deformations of the following Nonlinear Phenomena**

Thème Ia **Plasticité et viscosité**
Thema Ia **Plastizität und Viskosität**
Theme Ia **Plasticity and Viscosity**

M. SAVE, CH. MASSONNET, BELGIQUE

L'influence de la plasticité et la viscosité sur la résistance et la déformation des constructions

Der Einfluß der Plastizität und der Viskosität auf die Traglast und die Verformung von Tragwerken

The Influence of Plasticity and Viscosity on the Strength and Deformation of Structures

1

Thème Ib **Instabilité dans le domaine post-critique**
Thema Ib **Instabilität im überkritischen Bereich**
Theme Ib **Post-Critical Buckling**

M.P. BIENIEK, USA

Post-Critical Behavior

Comportement post-critique

Überkritisches Verhalten

25

Thème II **Interactions dans les structures**
Thema II **Wechselwirkung in Tragwerken**
Theme II **Interaction Problems in Structures**

Thème IIa **Interaction de matériaux différents**
Thema IIa **Wechselwirkung zwischen verschiedenen Materialien**
Theme IIa **Interaction of different Materials**

C.F. MCDEVITT, I.M. VIEST, USA

Interaction of different Materials

Interaction de matériaux différents

Wechselwirkung zwischen verschiedenen Materialien

55

Thème IIb **Interaction entre différents éléments**
Thema IIb **Wechselwirkung zwischen verschiedenen Konstruktionsgliedern**
Theme IIb **Interaction of different Structural Elements and Assemblies**

LEO FINZI, ITALY

Interaction of different Structural Elements

Interaction entre différents éléments

Wechselwirkung zwischen verschiedenen Konstruktionsgliedern

81

Thème III **Couvertures de grande portée**
Thema III **Weitgespannte Dachkonstruktionen**
Theme III **Long-Spanned Roofs**

Thème IIIa **Structures en câble et structures suspendues**
Thema IIIa **Seilkonstruktionen und seilverspannte Konstruktionen**
Theme IIIa **Cable and Cable-Suspended Roofs**

FRITZ LEONHARDT, DEUTSCHLAND

Seilkonstruktionen und seilverspannte Konstruktionen

Cable Networks and Cable Stayed Structures

Résilles de câbles et structures haubannées

103

Thème IIIb **Structures tridimensionnelles**
Thema IIIb **Raumtragwerke**
Theme IIIb **Space Structures**

Z.S. MAKOWSKI, ENGLAND

Space Structures

Structures tridimensionnelles

Raumtragwerke

127

Thème IIIc **Coques métalliques**
Thema IIIc **Stahl- und Leichtmetallschalen**
Theme IIIc **Thin-Walled Metal Shells**

P.A. LORIN, FRANCE

Coques métalliques

Stahlschalen

Metal Shells

151

Thème IV Influences réciproques entre le projet et les méthodes d'exécution pour les routes surélevées et les viaducs
Thema IV Wechselbeziehung von Entwurf und Baumethoden bei Hochstraßen und Talbrücken
Theme IV Interrelation between Design and Methods of Construction for Elevated Highways and Viaducts

B.W. VAN DER VLUGT, NETHERLANDS

Interrelation between Design and Methods of Construction for Elevated Highways

Influences réciproques entre le projet et les méthodes d'exécution pour les routes surélevées

Wechselbeziehung von Entwurf und Baumethoden bei Hochstraßen

169

C. MENN, SCHWEIZ

Wechselbeziehung von Entwurf und Baumethoden bei Talbrücken

Interrelation between Design and Methods of Construction for Viaducts

Influences réciproques entre le projet et les méthodes d'exécution pour viaducs

185

Thème V Bâtiments hauts élancés
Thema V Hohe schlanke Bauwerke
Theme V Tall Slender Structures

FRITZ LEONHARDT, DEUTSCHLAND

Hohe, schlanke Bauwerke

High-Rise Slender Buildings

Ouvrages élancés de grande hauteur

213

Thème VI Etude expérimentale du comportement des ouvrages sous les sollicitations
Thema VI Experimentelle Studien über das Verhalten der Bauwerke unter Belastung
Theme VI Experimental Study of the Behaviour of Structures under Loads

Thème VIa Contrôle des ouvrages existants
Thema VIa Kontrolle bestehender Bauten
Theme VIa Checking of Actual Structures

F. PANCHAUD, SUISSE

Contrôle des ouvrages existants

Kontrolle bestehender Bauten

Checking of Actual Structures

243

Thème VIb **Etude sur modèle en vue du dimensionnement**
Thema VIb **Modellversuche im Hinblick auf die Bemessung**
Theme VIb **Model Study for Design**

HEINZ HOSSDORF, SCHWEIZ

Modellversuche im Hinblick auf die Bemessung

Structural Models and Design

Essai sur modèles comme instrument de dimensionnement

263

Thème VII **Développements nouveaux**
Thema VII **Neuere Entwicklungen**
Theme VII **New Developments**

L'influence de la plasticité et de la viscosité sur la résistance et la déformation des constructions

Der Einfluss der Plastizität und der Viskosität auf die Traglast und die Verformung von Tragwerken

The Influence of Plasticity and Viscosity on the Strength and Deformation of Structures

M. SAVE

Professeur à la Faculté Polytechnique
de Mons

CH. MASSONNET

Professeur à l'Université
de Liège

1. INTRODUCTION.

1.1. Contenu du rapport.

Le thème décrit par le titre ci-dessus est extrêmement vaste. Il a fait l'objet, dans les quarante dernières années, de travaux de recherche innombrables et de dizaines de livres.

Dans le présent rapport, nous nous limiterons à deux matériaux : l'acier, considéré comme un matériau élasto-plastique, et le béton considéré comme un matériau visco-élasto-plastique aux caractéristiques dépendant de l'âge, tous deux à la température ambiante. Nous nous intéresserons aux doctrines de calcul inélastique des structures formées de ces deux matériaux. Nous rappellerons les éléments essentiels de ces doctrines dans leur état actuel, nous soulignerons les points délicats ou non résolus et nous tenterons de dégager les voies de recherche les plus intéressantes. L'historique et les exposés détaillés de ces méthodes de calcul pourront être trouvés dans les textes de références.

Afin d'éviter toute duplication avec les travaux du Colloque de Madrid de septembre 1970 sur l'influence du fluage et du retrait sur les constructions en béton, nous nous contenterons d'évoquer les applications essentielles du modèle visco-élastique linéaire.

1.2. Le modèle parfaitement plastique.

La Mécanique des Solides déformables schématise les corps réels en des modèles mécaniques pour lesquels elle construit des théories mathématiques rigoureuses.

En théorie des structures, le modèle parfaitement plastique est apparu avec les travaux de G. de Kazinczy [1], en 1914, et de N.C. Kist [2], en 1917, sur les poutres fléchies. Il comporte les hypothèses suivantes :

- 1. le moment fléchissant dans une section droite ne peut dépasser un seuil, appelé moment plastique (M_p en flexion positive, M'_p en flexion négative) indépendant de la déformation subie par cette section (plasticité parfaite).

-2. quand ce seuil est atteint, les parties adjacentes à la section droite peuvent subir une rotation relative permanente arbitraire sous moment constant (plasticité parfaite), cette rotation ayant obligatoirement le même signe que le moment fléchissant (loi d'écoulement). On dit qu'il s'est formé une "rotule plastique dans la section".

Sous un système de charges dont toutes les grandeurs sont proportionnelles à un seul paramètre scalaire P , une structure formée de poutres fléchies parfaitement plastique possède une "charge limite" P_ℓ , valeur du paramètre de charge à laquelle elle se transforme, par formation d'un nombre suffisant de rotules plastiques, en un mécanisme cinématiquement déformable, sous charge constante P_ℓ tant que le changement de forme produit par le mécanisme reste négligeable.

Dans l'état limite qui vient d'être décrit, le champ des moments fléchissants satisfait aux conditions d'équilibre et ne viole pas la condition de plasticité :

$$-M'_p \leq M \leq M_p \quad (1)$$

Tout champ de moments ayant en commun avec le champ à l'état limite de satisfaire aux conditions d'équilibre et à la condition de plasticité (1) est dit "statiquement admissible". Si son paramètre de charge est appelé P_- , le premier théorème fondamental de l'analyse limite, dit théorème statique (ou de la borne inférieure) nous apprend que : [3] [4] [5] [6]

$$P_- \leq P_\ell \quad (2)$$

Dans l'état limite, le mécanisme fait produire aux charges appliquées une puissance positive P_e .

Si le mécanisme comporte n rotules positives de vitesse de rotation $\dot{\theta}_i$ et m rotules négatives de vitesse de rotation $\dot{\theta}_j$, la puissance dissipée dans les rotules est

$$D = \sum_{i=1}^n M_{pi} \dot{\theta}_i + \sum_{j=1}^m M'_{pj} |\dot{\theta}_j| \quad (3)$$

La conservation de l'énergie impose :

$$P_e = D \quad (4)$$

équation qui fournit P_ℓ .

Tout mécanisme ayant en commun avec le mécanisme de l'état limite de fournir une puissance positive P_e est dit cinématiquement admissible. Si on appelle P_+ son paramètre de charge calculé par l'équation de puissance (4), le second théorème fondamental de l'analyse limite, dit théorème cinématique (ou de la borne supérieure) nous apprend que [3], [4], [5], [6]

$$P_\ell \leq P_+ \quad (5)$$

Quand $P_- = P_+$, on a, d'après (2) et (5),

$$P_- = P_\ell = P_+ \quad (6)$$

(théorème combiné).

Cette situation se présente quand le champ de moments statiquement admissible et le mécanisme cinématiquement admissible se correspondent par la loi d'écoulement : $\text{signe } \dot{\theta}_i = \text{signe } M_i$ en toute rotule i . On a alors une solution complète.

La théorie qui vient d'être esquissée s'étend facilement aux structures plus complexes comportant plusieurs variables statiques Q_i ($i = 1, 2, \dots, n$) : poutres simultanément fléchies, tendues (ou comprimées) et tordues, plaques, coques [7], [8]. Un élément de structure possède une condition d'écoulement représentée dans l'espace des forces internes Q_i par une surface d'écoulement fixe et convexe vers les axes positifs. Tout champ de sollicitations internes en équilibre et représenté par des points à l'intérieur de la surface ou sur celle-ci est statiquement admissible. Il fournit une approximation P_- de la charge limite.

Si on superpose à l'espace des Q_i l'espace des vitesses de déformation correspondantes \dot{q}_i (si Q_1 est par exemple un moment, \dot{q}_1 est une vitesse de courbure, Q_2 un effort normal, \dot{q}_2 une vitesse d'extension ou de contraction, etc...), la loi d'écoulement s'exprime par la normalité du vecteur de composantes \dot{q}_i à la surface d'écoulement au point de contraintes de composantes Q_i , situé sur la surface.

Un mécanisme cinématiquement admissible est maintenant décrit par un champ de vitesses de déplacement, dont dérivent les champs des \dot{q}_i à l'aide desquels on peut, par la loi de normalité, calculer la dissipation. En égalant la dissipation à la puissance, positive, des forces appliquées, on obtient une approximation P_+ de la charge limite.

Cette théorie s'applique également lorsque les charges se divisent en un système de charges permanentes données, incapables à elles seules de produire la ruine par mécanisme, et en un système de surcharges à un paramètre P_s [3] [7]. La charge limite est alors la valeur limite $P_{s,\ell}$ de P_s telle que l'ensemble des charges conduise à l'état limite. On a

$$P_{s,-} \leq P_{s,\ell} \leq P_{s,+} \quad (7)$$

où $P_{s,-}$ et $P_{s,+}$ sont, une fois associés aux charges permanentes, fournis respectivement par les méthodes statique et cinématique. On peut ainsi suivre d'assez près les recommandations du C.E.B. [9] et de la C.E.A.C.M. en utilisant une limite d'écoulement "de calcul" déduite d'une limite d'écoulement caractéristique tenant compte de la dispersion dans les limites d'écoulement mesurées, et deux coefficients de majoration des charges, l'un γ_p sur les charges permanentes et l'autre γ_s sur les surcharges. La valeur de P_{γ} étant fixée, il faut s'assurer que, à l'état limite de ruine par mécanisme, $\gamma_s P_{s,\ell}$ est supérieur à la valeur imposée. Parallèlement à cette façon pratique d'évaluer la sécurité, on peut envisager de considérer certaines variables comme aléatoires (la limite élastique de certaines barres par exemple) de distributions connues, et rechercher la distribution correspondante de $P_{s,\ell}$. Il s'agit là d'un problème de programmation stochastique [10].

Si l'on fait un dimensionnement (et non une analyse) il est possible d'assurer une charge limite minima $P_{s,\ell}$ imposée tout en optimisant la structure.

Dans cet ordre d'idées, la théorie du dimensionnement plastique de poids minimum peut actuellement fournir un grand nombre de solutions, tant analytiques que mécaniques, de problèmes d'ossatures, de plaques et même de coques, soumises à des charges fixes ainsi qu'à des charges déplaçables [11].

Jusqu'à présent, nous ne nous sommes pas préoccupés du comportement de l'élément de structure avant son écoulement plastique, à la seule réserve près que la structure doit rester, juste avant la ruine, assez peu déformée que pour pouvoir être étudiée dans sa géométrie initiale. Si maintenant nous supposons que l'élément de structure est élastique linéaire jusqu'à son écoulement plastique, nous pouvons étudier pas à pas le comportement de la structure en tenant compte, si nécessaire, de l'influence des déformations élasto-plastiques sur les effets des forces. Nous obtenons ainsi la force portante de la structure, à partir de laquelle les déplacements croissent sous charge décroissante [6],[7].

Le comportement post-limite décrit par la forme de la courbe liant le paramètre de charge P à un déplacement caractéristique δ après formation du mécanisme de ruine est très important à connaître. Selon que cette courbe est descendante ou montante, la charge de ruine par mécanisme est une charge d'écoulement ou bien seulement la charge à partir de laquelle l'accroissement de force portante de la structure ne peut se produire qu'au prix de grandes déformations permanentes. Cette étude peut se faire à l'aide du modèle rigide - parfaitement plastique.

Tous les problèmes évoqués ci-dessus peuvent être traités par des méthodes de calcul qui sont actuellement bien établies [6],[7].

Il est très important de faire remarquer ici que, sur la base des théorèmes fondamentaux, l'analyse limite plastique peut se formuler comme un problème de programmation linéaire [6].

Tous les résultats de la programmation mathématique et tous ses algorithmes de calcul lui sont donc applicables. Il en est de même pour le dimensionnement de poids minimum [6]. De nombreux problèmes spécifiques ont déjà été résolus de cette manière.

Avec l'augmentation de puissance des ordinateurs, la méthode basée sur la programmation linéaire [11, 6] semble avoir pris le pas, en rendement-machine, sur les méthodes spéciales développées antérieurement par Heyman [12, 6] et par Prager - Heyman [13, 6] et programmées par Kalker [14]. Par ailleurs, la meilleure méthode manuelle d'étude des ossatures semble rester celle par combinaison de mécanismes simples, due à Neal et Symonds [15, 6] et basée sur le théorème cinématique.

Un essai de programmation de cette méthode sur ordinateur, dû à Cohn et Grierson [16], a conduit à un programme nommé COMECH, qui effectue toutes les combinaisons de mécanismes à un degré de liberté et se révèle par conséquent comme assez inefficace dès que le degré d'hyperstaticité de la structure devient important.

Dans un travail non publié communiqué à l'un des auteurs du présent rapport, Mr. Jubete Portilla a trouvé une méthode permettant de sélectionner automatiquement les mécanismes combinés de manière à augmenter le moment plastique (dans le problème de dimensionnement restreint). Cette méthode devrait pouvoir conduire à un dimensionnement efficace sur ordinateur.

1.3. Le modèle viscoélastique linéaire.

Les recherches expérimentales de Glanville [17] et Davis [18] ont montré que le béton de ciment est essentiellement un matériau viscoélastique linéaire, c'est-à-dire que, toutes choses égales d'ailleurs, la déformation de fluage est proportionnelle, à la contrainte appliquée. Il en résulte qu'on peut appliquer le principe de superposition de Boltzmann, selon lequel il est permis de superposer les effets de fluage provenant de plusieurs états de contrainte, en considérant la durée de leur application et la date de leur début d'application.

Depuis ces recherches fondamentales, le fluage et le retrait du béton - qui sont indissociables - ont été l'objet de recherches expérimentales très nombreuses (cf. par exemple les publications du C.E.B. et Kesler [19]), qui ont permis de mettre en évidence les principaux paramètres qui contrôlent ces phénomènes. Il est clair aujourd'hui que la déformation de fluage est une fonction complexe non seulement de la composition du béton considéré, mais encore de la forme de l'élément étudié de ses dimensions absolues, de son pourcentage d'armatures, des variations du degré hygrométrique de l'atmosphère dans laquelle l'élément est plongé. Il n'est pas possible actuellement de prédire avec précision les propriétés de fluage d'un élément à partir des données ci-dessus.

D'autre part, on peut dire que l'analyse théorique des corps viscoélastiques linéaires a fait, dans ces vingt dernières années, des progrès immenses. Le modèle mécanique généralement admis pour ces corps est une combinaison de ressorts et de dash-pots linéaires. On peut montrer [20, 21] que, quel que soit le nombre de ses éléments, le modèle obéit en traction simple à la loi :

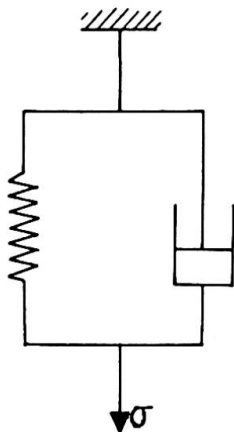
$$P\sigma = Q\epsilon \tag{8}$$

où P et Q sont les opérateurs différentiels linéaires :

$$P = \sum_0^m p_K \frac{d^K}{dt^K}, \quad Q = \sum_0^n q_K \frac{d^K}{dt^K} \tag{9}$$

Souvent, on considère comme suffisant le modèle de Kelvin (fig. 1) qui obéit à l'équation :

$$\sigma = E\epsilon + \mu\dot{\epsilon} \tag{10}$$



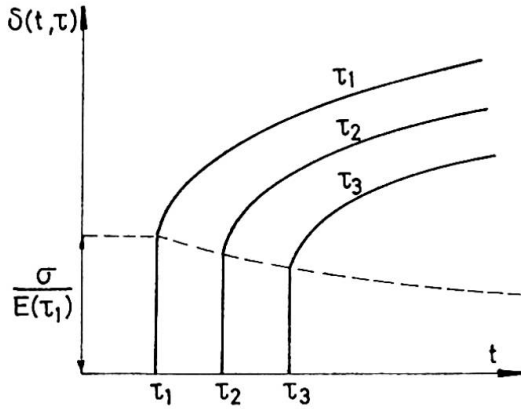
Une autre technique d'analyse est celle basée sur les intégrales héréditaires de Volterra. Elle a l'avantage de mieux se prêter à la représentation d'un matériau dont les propriétés dépendent de l'âge. On y admet que le béton simple sollicité par une contrainte de compression constante σ à partir du temps τ (appelé âge du béton) présente au temps $t > \tau$ la dilatation totale (élastique plus de fluage)

$$\epsilon = \sigma \left[\frac{1}{E(\tau)} + C(t, \tau) \right] = \sigma \delta(t, \tau) \tag{11}$$

Fig. 1. qui est linéaire en σ .

La plupart des auteurs admettent que la fonction $C(t, \tau)$ peut s'écrire :

$$C(t, \tau) = f(\tau) C(t - \tau)$$



Dans ce cas, les parties courbes de la figure 2 sont semblables de forme. Si la contrainte varie suivant la loi connue $\sigma = \sigma(\tau)$, on admet avec Boltzmann que la dilatation totale $\bar{\epsilon}$ est donnée à un instant t quelconque par la formule

$$\epsilon = \sigma(\tau_1) \delta(t, \tau_1) + \int_{\tau_1}^t \frac{d\sigma(\tau)}{d\tau} \delta(t, \tau) d\tau \quad (12)$$

- Fig. 2.-

analyser les effets viscoélastiques dans les coques et dans d'autres pièces à trois dimensions, on doit tenir compte du fait que les déformations de fluage en dilatation sont beaucoup moindres en dilatation qu'en distorsion; on doit alors décomposer le tenseur contrainte $\bar{\sigma}$ en chaque point en sa composante sphérique

$$s = \begin{bmatrix} s & 0 & 0 \\ 0 & s & 0 \\ 0 & 0 & s \end{bmatrix} \quad \text{avec } s = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$$

et son déviateur

$$S = \begin{bmatrix} s_x & s_{xy} & s_{xz} \\ s_{xy} & s_y & s_{yz} \\ s_{xz} & s_{yz} & s_z \end{bmatrix}$$

avec $s_x = \sigma_x - s$, etc..., $s_{xy} = \tau_{xy}$, etc...

De même, on doit décomposer le tenseur déformation ϵ en sa composante sphérique représentant une dilatation pure

$$e = \begin{bmatrix} e & 0 & 0 \\ 0 & e & 0 \\ 0 & 0 & e \end{bmatrix} \quad \text{avec } e = \frac{1}{3} (\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z)$$

et sa distorsion

$$E = \begin{bmatrix} e_x & e_{xy} & e_{xz} \\ e_{xy} & e_y & e_{yz} \\ e_{xz} & e_{yz} & e_z \end{bmatrix}$$

avec $e_x = \epsilon_x - e$, etc..., $e_{xy} = \epsilon_{xy}$, etc...

Les lois fondamentales les plus générales du corps viscoélastique linéaires s'écrivent alors

$$\begin{cases} P''s = Q'e \\ P'S = Q'E \end{cases} \quad (13)$$

où P' , P'' , Q' , Q'' sont quatre opérateurs différentiels linéaires différents analogues à P et Q .

Une littérature extrêmement abondante, basée sur les lois [8] ou [13] et employant comme outil mathématique essentiel la transformation de Laplace, s'est développée ces vingt dernières années. Cette littérature étant largement ignorée des ingénieurs des constructions, il vaut la peine de citer les quelques synthèses de ces travaux qui sont suffisamment complètes et en même temps relativement faciles à lire.

Pour les corps dont les propriétés ne dépendent pas de l'âge, on recommande le chapitre (Viscoelasticity) rédigé par E. H. LEE, dans le Handbook of Engineering Mechanics édité par le Professeur W. Flugge [22] ainsi que l'excellent livre de Flugge intitulé "Viscoelasticity". Ces deux ouvrages ont peut-être plus en vue l'application aux matières plastiques qu'au béton de ciment. Par contre, le livre d'Aroutiounian [23] basé sur l'emploi des intégrales héréditaires, envisage particulièrement l'effet de l'âge du matériau et l'application au béton. Il n'existe pas, en viscoélasticité, de théorèmes généraux équivalents aux deux principes fondamentaux de l'analyse limite (cf. § 1.2.). Néanmoins, on peut mettre en évidence les deux principes de correspondance qui donnent la solution d'une classe restreinte de problèmes pratiques. Ces principes ont été découverts par T. Alfrey [24] et D. Mc. Henry [25], en se basant d'ailleurs sur des lois de viscoélasticité légèrement différentes. Le livre de Levi et Pizzetti, paru en 1951 [28] où ces principes portent le nom de théorèmes d'isomorphisme, a contribué à les clarifier et à les diffuser. On donne ci-après les énoncés de ces principes pour le cas d'ossatures faites de barres soumises à flexion composée, d'après [21] :

Premier principe de correspondance.

Si l'on applique à une structure viscoélastique linéaire une mise en charge simple dans laquelle toutes les forces extérieures varient en fonction du temps suivant la même loi $L(t)$, les contraintes en tout point et les réactions hyperstatiques éventuelles évoluent suivant la même loi et sont à tout moment égales à celles qui naîtraient, sous l'action des mêmes forces, dans la structure correspondante, parfaitement élastique. Les déplacements et déformations évoluent tous proportionnellement suivant la loi $y(t)$ identique à la loi d'allongement par fluage d'un barreau tendu sollicité par l'effort de traction $L(t)$.

Cas particulier important : Dans le cas simple où l'on applique brusquement au temps τ des forces de volume et de surface que l'on maintient ensuite constantes, les contraintes dans la structure viscoélastiques prennent une valeur constante. Par ailleurs, le déplacement d'un point quelconque varie en fonction du temps suivant la loi du fluage en traction.

Deuxième principe de correspondance.

Si l'on donne à une structure viscoélastique linéaire non chargée certains déplacements qui évoluent tous proportionnellement en fonction du temps suivant la loi $L(t)$ (avec $L(\tau) = 1$), les déplacements et dilatations de tous les points de la structure évoluent suivant la même loi et sont, à l'instant $t = \tau$, identiques à ceux qui naîtraient sous l'effet des déplacements imposés dans la structure correspondante parfaitement élastique du module d'élasticité $E(\tau)$. Quant aux contraintes et réactions hyperstatiques, elles sont à tout moment proportionnelles à celles qui existeraient dans la structure parfaitement élastique. Le coefficient de proportionnalité est l'effort de traction $g(t)$ nécessaire pour soumettre un barreau du matériau viscoélastique à un allongement imposé $\delta = L(t)$.

Remarque : L'énoncé général ci-dessus s'applique également au cas où la structure subit une variation thermique ou un retrait dont la loi dans le temps est connue, car on peut aisément calculer les déplacements d'appui équivalents à ces phénomènes. On voit, par conséquent, que les effets défavorables du retrait et du tassement d'appui accidentels dans des constructions en béton sont considérablement atténués par le fluage du béton.

Cas particulier important : Dans le cas simple où l'on donne brusquement, à l'instant τ , des déplacements d'appui connus à une structure viscoélastique non chargée, cette structure prend brusquement une déformation fixe. Les contraintes en tout point et les réactions hyperstatiques éventuelles prennent brusquement les valeurs qui correspondent à la structure parfaitement élastique de référence et décroissent ensuite au fil du temps selon la loi de relaxation valable en traction simple.

$$\begin{array}{c} x \\ x \quad x \end{array}$$

Pour la généralisation de ces principes aux corps continus gouvernés simultanément par les deux lois de fluage [13], nous renvoyons à la littérature (cf. par ex. [20]).

La grande importance des principes de correspondance résulte du fait qu'ils permettent une appréciation plus réaliste de l'effet sur les structures en béton des tassements d'appui, variations thermiques, etc...

Il est clair que de nombreux problèmes relatifs à l'effet du fluage sur les constructions en béton ne peuvent se réduire à l'emploi pur et simple des principes de correspondance. En employant des méthodes pas à pas, on peut écrire des programmes pour ordinateurs qui résolvent les problèmes les plus complexes. Zienkiewicz [26] a montré comment, par la technique des éléments finis, on peut ainsi aborder des problèmes de pièces planes, plaques fléchies, et même des pièces des formes les plus complexes telles que barrages-voûtes et les enveloppes de réacteurs nucléaires en béton précontraint. On peut donc affirmer qu'à l'heure actuelle, en y mettant le prix en programmation et consommation d'heures ordinateurs, on peut résoudre à peu près n'importe quel problème dès que les lois fondamentales ont été formulées. On ne saurait cependant mettre trop les ingénieurs en garde contre le caractère illusoire des résultats de calculs complexes, basés sur des méthodes mathématiques correctes, mais dont les équations de départ (c'est-à-dire les équations constitutives du matériau) représentent mal le comportement physique du matériau.

2. STRUCTURES EN ACIER.

2.1. Ossatures.

L'analyse limite plastique décrite en 1.2. suppose que ni la faiblesse des assemblages ni l'instabilité élastique ou élasto-plastique des éléments de la structure ne viennent limiter la force portante à une valeur inférieure à P_0 . Les règles à suivre pour qu'il en soit ainsi ont été établies à la suite de très importants travaux sur ces sujets, surtout entre 1945 et 1965 [29] ..

On dispose donc actuellement d'une doctrine pratiquement achevée pour les structures en acier, sanctionnée par plusieurs normes [30] [31] [32] et permettant l'établissement des projets jusque dans leurs détails [6] , [33] [34] . Elle s'applique au moins aux deux principaux aciers de construction (A 37 et A 52), qui possèdent un palier d'étirage suffisant.

Quand certains éléments de la structure ne peuvent être considérés sans danger comme parfaitement plastiques (cordons de soudure ou boulons d'un assemblage) on est conduit à n'admettre qu'une redistribution limitée des sollicitations internes entre ces éléments, selon des règles qui restent encore à perfectionner [35].

Sous chargement statique à un paramètre, une ossature métallique correctement dimensionnée par le calcul plastique ne présentera une rupture qu'après très grandes déformations, loin au delà de la formation du mécanisme. Au contraire, si les charges varient indépendamment entre des bornes, on peut craindre une accumulation des déformations plastiques ou même une rupture par épuisement de la ductilité. Le calcul de la charge de stabilisation (shake-down load), prescrit par certaines normes [32], n'est alors même pas suffisant car il faudrait savoir au prix de quelle déformation permanente elle est obtenue. Par contre, dans des cas où le nombre de cycles de chargement prévu est faible, et certaines déformations permanentes permises, une charge de non stabilisation pourrait être prise comme limite. On est ici à la frontière du problème de la fatigue plastique des structures, où presque tout reste à faire.

Le calcul des ossatures en acier à l'état limite plastique apparaît ainsi comme encore perfectible dans certains points de détail et demandant un développement vers le calcul à la fatigue plastique. Il n'en reste pas moins qu'il constitue, dans le cadre où il est applicable, une méthode en bon accord avec les faits expérimentaux, suffisamment simple à employer, et plus réaliste que le calcul élastique qui se réfère à un état limite (de première plastification) dénué de sens physique réel et généralement hors d'atteinte du calcul (présence de contraintes initiales de laminage, soudage, etc...).

Le calcul plastique permet d'uniformiser la sécurité des structures isostatiques et hyperstatiques vis-à-vis d'un état limite réel (ruine par mécanisme). Pourtant, il conduit en général à un dimensionnement plus économique des structures hyperstatiques formées de barres laminées. Il exploite en effet la possibilité de redistribution des moments lors d'une surcharge, qu'entraîne une pré-contrainte automatique après déchargement subséquent. Son influence croissante marque même les normes de nombreux pays [36] où il n'est même pas encore totalement accepté. Son application tend aussi à s'étendre à de plus nombreux types de structures et en particulier aux ossatures à étages multiples.

Plusieurs normes [30] [31] [32] admettent le calcul plastique des ossatures contreventées, quel que soit le nombre d'étages. Pour les ossatures non contreventées, la prise en compte des phénomènes du second ordre (effet P, δ) qui amènent l'instabilité élastoplastique d'ensemble avant la production de toutes les rotules de la théorie plastique simple, fait que le dimensionnement de ces ossatures n'est pas encore entré dans les Normes. Il permet une recherche directe de la structure de poids minimum [6], éventuellement par programmation linéaire. Il s'inscrit dans le cadre d'une doctrine générale de calcul des constructions métalliques vis-à-vis des différents états limites que ces constructions peuvent présenter [9].

2.2. Plaques et coques.

Le calcul à l'état limite plastique de flexion des plaques en acier est très développé [7] [60]; cependant il n'a de sens physique que pour des plaques relativement épaisses. Si μ est la minceur de la plaque, rapport de la "portée caractéristique" (diamètre d'une plaque circulaire, petit côté d'une plaque rectangulaire) à l'épaisseur, il semble [7], [38] que l'on doive se limiter à $\mu < 40$.

Quand $\mu > 40$, les efforts de membrane dus à la déformation élasto-plastique, sont prédominants (ils sont d'ailleurs déjà importants en régime purement élastique dès que la charge devient assez grande). La force portante doit donc s'évaluer par une théorie de plaque-membrane élasto-plastique [39] [40] ou plus simplement par une analyse plastique en membrane pure, de forme à priori inconnue, [7]. Cette force portante est, en général, continûment croissante avec la déformation plastique et n'est limitée que par celle ci.

Cette influence des changements de forme, pré et post-limite, est moins grande dans de nombreux cas de coques de révolution [7], mais risque de reprendre vigueur dans les éléments de couverture, où l'instabilité élastique peut être prépondérante.

3. STRUCTURES EN BETON.

3.1. Introduction.

On se bornera dans ce qui suit à examiner les structures en béton armé ou précontraint. Le matériau béton simple peut être considéré comme un matériau semi-raide, qui manifeste au cours du temps les phénomènes de retrait et de fluage.

Tout d'abord, une pièce quelconque faite en béton de ciment, libre de se déformer, et placée dans une atmosphère non saturée d'humidité subit au cours du temps un raccourcissement triaxial appelé retrait. Ce phénomène est indépendant de l'état de contrainte. De plus, une pièce de béton soumise de façon permanente à l'action de forces extérieures subit, outre une déformation élastique ou élasto-plastique instantanée, une déformation différée partiellement irréversible appelée fluage. Ces phénomènes ont été étudiés extensivement au cours des toutes dernières années.

3.1.1. Le retrait du béton armé.

D'après les Recommandations du Comité Mixte CEB-FIP, la dilatation finale de retrait ϵ_r d'une pièce en béton armé peut être déterminée par la relation :

$$\epsilon_r = \psi \alpha_r \beta_r (1 - 0,1 \bar{\omega}_0)$$

où :

ψ est le retrait final du béton non armé, dépendant de l'humidité relative du milieu de conservation ;

α_r est un coefficient traduisant l'influence de la plus petite dimension de la pièce. Plus cette dimension est faible, plus le retrait est important ; α_r dépend du diamètre moyen de la section droite de la pièce, égal à $2 \Omega/l$, où Ω est l'aire de la section et l son périmètre ;

β_r est un coefficient dépendant de la composition du béton et principalement du rapport eau/ciment et du dosage en ciment ;

$\bar{\omega}_0$ est le pourcentage géométrique d'armatures longitudinales de la pièce.

Tous ces coefficients sont définis dans les Recommandations susdites par des courbes expérimentales

3.1.2. Le fluage du béton armé ou précontraint.

Comme le retrait, le fluage d'une pièce en béton armé ou précontraint dépend principalement des trois variables ci-après : conditions climatiques - dimensions de la pièce - composition du béton. Le Comité Mixte FIP-CEB propose une relation permettant de calculer en fonction du temps la dilatation totale d'une fibre due à une contrainte unitaire, relation dans laquelle interviennent divers coefficients expérimentaux traduisant l'effet des variables ci-dessus.

Il est admis par la généralité des auteurs que la dilatation en un point est proportionnelle à la contrainte appliquée en ce point ; on peut donc appliquer aux structures en béton armé ou précontraint la théorie des corps viscoélastiques linéaires dont les propriétés dépendent de l'âge (cf § 1.3.).

En tenant compte du fluage éventuel des câbles de précontrainte, il est donc possible de prévoir le comportement d'un ouvrage en béton précontraint sollicité par des postcontraintes appliquées à des temps successifs, comme c'est le cas pour les ponts construits en encorbellement ou par voussoirs préfabriqués. Evidemment, il faut tenir compte également du retrait du béton et du fluage des câbles de précontrainte.

Un travail de Fin d'Etudes exécuté par un des étudiants de la section des Constructions de l'Université de Liège, sous la direction du professeur R. Baus, montre qu'il est possible, moyennant des calculs à la portée des bureaux d'études, d'arriver à des prédictions numériques concernant :

- a) l'évolution dans le temps de la flèche d'une travée d'un pont continu ;
- b) la variation dans le temps des moments dits "parasitaires" par feu le professeur Magnel - et de montrer que ces moments croissent avec le temps d'une manière non négligeable, contrairement à la théorie élastique qui les suppose constants ;
- c) l'importance de l'effet de la relaxation des armatures sur les pertes différées de précontrainte, qui est sous-estimée en pratique.

Par ailleurs, il faut veiller, pour les pièces comprimées soumises à des charges de longue durée, à prendre en considération le flambement par fluage. La théorie des déformations progressives d'une pièce chargée axialement obéissant au modèle viscoélastique $P \sigma = Q \epsilon$ du § 1.3. et présentant une déformée initiale quelconque a été donnée par Hilton [27]. Il reste évidemment à l'ingénieur à tirer parti de cette théorie en définissant un état limite pour la pièce.

3.1.3. Les propriétés plastiques des pièces en béton armé ou précontraint.

Le béton de ciment lui-même étant d'autant plus raide qu'il est plus âgé, la plasticité d'une pièce en béton armé ou précontraint ne provient que de l'acier qu'on y a placé et dépend essentiellement :

- a) du pourcentage d'armature ;
- b) de la limite élastique de l'acier utilisé ;
- c) du caractère (passif, précontraint, ou mixte) de l'armature ;
- e) de la résistance du béton à la compression ;
- d) de la ductilité supplémentaire éventuelle provenant de la présence d'une armature comprimée et d'étriers [51] [55].

Il en résulte que la ductilité de la pièce en question est essentiellement variable d'une pièce à l'autre et éventuellement, pour une même pièce, d'une section droite à l'autre.

3.2. Dimensionnement non-linéaire des ossatures formées de barres en béton armé ou précontraint.

3.2.1. Introduction.

Le problème du dimensionnement à la ruine a donné lieu à un nombre de publications dépassant largement la centaine. C'est pourquoi nous ne pouvons en donner qu'une bibliographie très partielle et renvoyer le lecteur, entre autres, au Symposium d'Ankara du C.E.B. 1964 et au Symposium de Miami de l'A.C.I.-A.S.C.E.

Idéalement, on devrait, dans le dimensionnement d'une structure soumise à un certain chargement, considérer plusieurs stades de ruine de plus en plus sévères et de moins en moins probables [53]. Pour du béton armé travaillant essentiellement en flexion, ces stades pourraient être le début de

1. la fissuration fine (d'habitude précédant la plastification de l'acier) ;
2. la fissuration large (d'habitude après plastification de l'acier) et la déformation excessive ;
3. l'écrasement et l'épaufrage du béton ;
4. la ruine locale ;
5. la ruine générale par écroulement de la structure.

C'est pourquoi Sawyer [53] considère que, idéalement, le dimensionnement est une procédure complexe par laquelle on établit une corrélation entre les résistances de la structure aux différents stades cités ci-dessus et la probabilité des charges correspondantes de façon à minimiser le coût total, y compris le coût initial et les valeurs des pertes provenant des divers états de ruine.

Le dimensionnement élastique linéaire et le dimensionnement à la ruine ne sont que des aspects limités de ce problème général.

Comme il semble impossible d'appliquer pratiquement la procédure ci-dessus, on doit la simplifier arbitrairement. A ce point de vue, les positions du Comité Européen du Béton [9] et celles exprimées par Sawyer [54] au Symposium de Miami sur le Comportement inélastique du Béton Armé sont les mêmes, à savoir que le dimensionnement du béton armé hyperstatique devrait être basé sur deux stades principaux de ruine :

- 1) le stade de ruine par fissuration large ;
- 2) le stade de ruine par écrasement et épaufrage du béton.

La structure doit être étudiée dans le premier stade pour garantir une bonne serviciabilité sous les conditions de service. L'étude dans le second stade, de son côté, montrera sa résistance effective à une surcharge.

3.2.2. Analyse du stade largement fissuré.

L'opinion la plus répandue est que le premier stade peut être analysé sur la base de la théorie élastique. Cependant, Macchi [49], [50] a montré théoriquement et expérimentalement que la redistribution des efforts intérieurs commence à l'apparition de la première fissure et que son effet est déjà important sous la charge de service. Cette redistribution existe donc aussi si la structure est dimensionnée pour les moments fléchissants prédits pour la théorie élastique ; par conséquent, dans ce cas, son effet est défavorable.

3.2.3. Analyse du stade ultime.

Pour ce qui concerne le second stade de ruine, de grandes divergences existent parmi les chercheurs en ce qui concerne la forme de la courbe moment-courbure ou moment rotation à utiliser comme base de l'étude, et en ce qui concerne la meilleure méthode d'analyse.

Les calculs exécutés sur ordinateur par Ferry Borges et ses collaborateurs [47] en admettant la loi de conservation des sections planes d'où découle l'existence d'une loi moment-courbure, ont nettement mis en lumière le fait que, pour des structures à faible degré d'hyperstaticité, on peut compter sur la formation et la rotation plastique suffisante des rotules plastiques dans le cas de pièces ayant un pourcentage d'armature nettement inférieur au pourcentage critique, ces armatures étant faites d'acier doux. Dans ces conditions, le modèle élastique (ou rigide) parfaitement plastique du § 1.2. peut s'appliquer de façon très satisfaisante.

Au fur et à mesure que le pourcentage d'armature et la limite élastique de l'acier utilisé augmentent, la capacité de rotation plastique des rotules diminue, pour éventuellement disparaître totalement (rupture par insuffisance du béton), et avec elle, le bénéfice dû à la redistribution des moments fléchissants.

Selon un travail non publié, ce problème complexe d'analyse peut se formuler comme un problème de programmation mathématique et être résolu sur ordinateur par les méthodes mathématiques correspondantes. On peut, dans ce cas, tenir compte des variations des propriétés du béton armé d'une section à l'autre et des différents états limites qui peuvent être atteints.

3.2.4. Procédures de dimensionnement.

Notons immédiatement une différence essentielle entre les ossatures en acier et en béton : dans les secondes, il est possible de faire varier les propriétés de résistance et de ductilité d'une section à l'autre en variant le pourcentage d'armature, le frettage par étriers, etc...

Les trois conditions fondamentales qui doivent être satisfaites dans un dimensionnement limite concret des structures en béton armé ou précontraint sont :

- 1) l'équilibre limite ;
- 2) la compatibilité des rotations ;
- 3) la serviciabilité.

Celà étant, on peut distinguer deux grandes catégories de méthodes de dimensionnement :

Première catégorie : les méthodes de dimensionnement proprement dites ; où l'accent est mis sur l'optimisation. Dans cette catégorie rentrent les méthodes de A.L.L. Baker [41], [42], [45] de Ferry Borges et collaborateurs [47], de Guyon [45], de Macchi [45], [49], [50], de Sawyer [54], etc... La place nous manque même pour présenter ces diverses méthodes. Bornons-nous donc à dépeindre les grandes lignes de la méthode de A.L.L. Baker, qui est une des premières et des mieux connues :

Baker considère qu'une structure doit être dimensionnée pour avoir une marge de sécurité prédéterminée contre la ruine et, dans ce but, développe une technique simplifiée. De plus, il faut éviter une fissuration et des déformations excessives sous la charge de service, de sorte qu'on a également besoin d'une solution élastique ; cependant, cette solution ne doit être qu'approchée, parce qu'elle ne sert qu'à contrôler que la fissuration n'est pas excessive. Les deux analyses mentionnées ci-dessus peuvent se faire en utilisant des versions simplifiées des équations de compatibilité de la méthode des forces (Müller-Buslan) généralisées pour les déformations non linéaires.

Deuxième catégorie : les méthodes de dimensionnement optimal. Ces méthodes, dues surtout à Coñh [43] [44] et Petcu [51], ont évolué fortement au cours des années et la terminologie employée par leurs inventeurs a également varié.

Les recherches récentes ont révélé, ainsi qu'on l'a déjà dit (fin § 3.2.3) la possibilité de formuler le problème de dimensionnement en sorte que les solutions soient optimales au sens mathématique, c'est-à-dire qu'elles minimisent des "fonctions économiques" adéquates qui sont le volume de béton, d'armatures, ou mieux le coût total de la structure.

Théoriquement, il est possible à présent [44], de formuler (et dans des cas simples) de résoudre des problèmes en satisfaisant simultanément aux conditions d'équilibre limite de serviceabilité, de compatibilité élastique, de limitation des rotations maxima dans les rotules plastiques, et à un critère d'optimalité. Cependant, pour l'application pratique, il paraît plus simple de ne considérer au départ que les conditions d'équilibre limite et de serviceabilité [43], [43 bis], [43 ter], [51].

3.2.5. Situation actuelle (1970).

La pratique actuelle du calcul du béton armé à travers le monde ne fait généralement intervenir qu'un seul contrôle de résistance au lieu du double contrôle défini au § 3.2.1. ; elle est donc insatisfaisante. De plus, il y a de grandes variations dans les méthodes employées. En effet, dans certains pays tels que l'U.R.S.S., on utilise des relations non linéaires, tant pour déterminer la distribution des moments fléchissants que pour déterminer les dimensions des diverses sections droites [46] [48]. Au Portugal, les Normes permettant un certain degré de redistribution découlent des études de Ferry Borges et collaborateurs commentées au § 3.2.3. Dans d'autres pays, on détermine la distribution des moments fléchissants par la théorie élastique, tandis que le dimensionnement organique des sections est basé sur leur résistance ultime. Il est donc clair qu'à travers le monde, les ingénieurs du génie civil ont des opinions très divergentes quant à la manière de tenir compte de l'inélasticité des structures en béton dans leur dimensionnement.

3.2.6. Conclusions.

Il semble qu'après une intense activité de recherche déployée entre 1955 et 1965, le sujet en discussion soit un peu en veilleuse actuellement. Cela provient à notre avis de la résistance des ingénieurs à exploiter des phénomènes inélastiques dans les barres fléchies pour des raisons fondamentales de sécurité et de durabilité de la structure.

Ce point de vue a été clairement mis en évidence en 1964 par Winter, dans sa discussion introductive présentée au Symposium de Miami [56]. Quelques uns des arguments du professeur Winter sont résumés ci-après :

1) Il y a une différence fondamentale entre le comportement de l'acier, matériau ductile écrouissable, et du béton, matériau semi-raide désécrouissable, dans lequel les déformations plastiques sont dues à une micro-fissuration progressive. Cette différence a d'importantes conséquences sur le comportement inélastique des structures faites de ces deux matériaux :

a) Quand une structure continue soudée en acier est chargée jusqu'au point où certaines rotules plastiques se sont développées mais que le stade de ruine n'est pas encore atteint, aucun dommage visible n'a été produit.

Au contraire, quand des soi-disant rotules plastiques se sont développées en béton armé, une fissuration par traction absolument excessive a déjà eu lieu dans les rotules "underreinforced" (c'est-à-dire de pourcentage inférieur au pourcentage critique) ou bien des écrasements et épaufréments inadmissibles ont eu lieu dans des rotules à pourcentage élevé d'armatures ;

b) Si une structure en acier partiellement plastifiée est déchargée, puis rechargée dans le même sens, on constate que son domaine de comportement élastique s'est agrandi à cause des moments fléchissants résiduels favorables provoqués par le premier cycle de charge. Dans le cas du béton armé, les informations concernant le comportement après rechargement de structures qui ont été partiellement plastifiées puis déchargées, semblent rares. Pour de faibles pourcentages d'armatures, le comportement est probablement semblable à celui de structures en acier. Pour de plus grands pourcentages, le développement des rotules exige d'utiliser la branche descendante de la courbe moment-rotation. Or, à ce moment, l'expérience montre que la structure est une semi-ruine. On peut accepter de baser le dimensionnement sur un tel état de semi-ruine dans des situations extrêmes telles que violents séismes ou souffle de bombes nucléaires, mais un état de semi-ruine peut difficilement servir de critère de dimensionnement pour les structures civiles habituelles.

- 2) Vu la capacité de rotation limitée du béton armé, si le dimensionnement des structures en béton armé devait être basé sur la charge ultime calculée en utilisant pleinement cette capacité, il n'y aurait plus de ductilité additionnelle disponible pour absorber les effets des tassements d'appui, du retrait et des effets thermiques, etc ...
- 3) La ductilité d'une structure en béton armé décroît rapidement quand la limite élastique de l'armature augmente. Ainsi, il apparaît que le dimensionnement inélastique est économiquement prometteur principalement pour les aciers doux. D'autre part, tous les développements de ces dix dernières années, aux Etats-Unis comme en Europe, démontrent la supériorité économique des armatures en acier à haute résistance. Nous arrivons ainsi à la situation paradoxale qu'une nouvelle méthode (le dimensionnement inélastique) est présentée, qui promet quelque bénéfice économique précisément pour les nuances douces d'acier qui se voient rapidement remplacées par de plus économiques.

3.3. Plaques et coques.

Les plaques en béton armé sont, avec les ossatures en acier, le domaine dans lequel, à l'heure actuelle, le calcul plastique (dit ici aussi "calcul à la rupture") s'applique le mieux. C'est d'ailleurs au congrès de l'AIPC (Zurich 1932) que fut présenté un des premiers mémoires sur ce sujet [57]. Bien que le critère de plasticité le plus généralement admis reste l'objet de certaines discussions [58][59], les applications auxquelles il conduit ont obtenu une bonne vérification expérimentale [60][61]. Les dalles en béton armé sont en effet très généralement peu armées et suivent donc bien le schéma parfaitement plastique. Les efforts tranchants y sont négligeables, sauf dans le problème du poinçonnement. Même l'analyse purement cinématique, donnant une charge limite erronée par excès, est très souvent acceptée comme suffisante compte tenu de divers effets stabilisants et à condition de prendre à son égard une sécurité adéquate. Cependant, le progrès est sans aucun doute dans le développement des solutions statiques, grâce auxquelles on peut distribuer au mieux les armatures [7][61]. Pour des plaques fabriquées en série, on peut même rechercher l'armature de poids minimum [62], et assurer la rigidité en service par une épaisseur suffisante de la plaque. De manière plus générale, on peut, dans le dimensionnement plastique, imposer une optimisation (prix minimum par exemple) sous diverses contraintes (charge limite minimum assurée, flèche en service limitée, etc ...).

Quoi qu'il en soit, l'analyse limite cinématique des plaques est actuellement d'un emploi courant en pratique dans de multiples pays, où elle est accompagnée de règles empiriques permettant de pallier l'absence d'analyse statique.

Il n'en est pas de même de l'analyse limite des coques (couvertures, réservoirs, etc...) où la recherche, théorique [63] et expérimentale [64], [65], en est encore à ses débuts. L'importance du sujet est cependant évidente, car le "mécanisme plastique" est bien un des plus fréquents modes de ruine d'une coque en béton armé. Un autre mode tout aussi important est le voilement par fluage, qui a entraîné plusieurs écroulements. A notre avis, la solution la plus directe de ce problème est par un essai sur modèle dont le matériau doit représenter aussi fidèlement que possible le matériau réel. La voie théorique exigerait l'analyse pas à pas de l'équilibre des formes successives en lesquelles la coque initiale se transforme par le fluage. Ceci impose bien entendu le recours à un ordinateur de grande puissance.

4. STRUCTURES MIXTES ACIER - BETON.

La littérature relative aux structures mixtes, dont l'exemple principal est le pont à poutres métalliques et tablier en béton, est bien connue des ingénieurs des constructions. Elle débute avec les recherches de Dischinger [66] et a trouvé un développement plus ou moins raffiné dans les ouvrages de Sattler [67], Fritz [68] et d'innombrables articles de revue.

Les calculs de dimensionnement sont assez complexes et sont souvent, à l'heure actuelle, effectués sur ordinateur. Le modèle rhéologique adopté pour le béton est généralement le modèle simple de Kelvin (Fig. 1) qui en fluage simple se déforme suivant la loi exponentielle bien connue.

L'objection principale à ces méthodes est que la prédiction du coefficient de fluage est si complexe et si incertaine (cf. [19]) que la signification des calculs est quelque peu illusoire. Pour ces raisons, il semble que, dans les pays non de langue allemande, de nombreux bureaux d'études se contentent toujours de tenir compte du fluage en jouant sur la valeur du coefficient d'équivalence $m = E_a/E_b$. Si cette méthode nous paraît insuffisante, par contre l'emploi des méthodes raffinées ne se justifiera pleinement que quand on sera mieux armé pour prédire les propriétés rhéologiques effectives des éléments de béton qu'il est prévu de mettre en oeuvre. Pour le présent, il faut signaler l'excellent petit livre de Birkenmaier [69] qui, en décomposant l'effet du fluage en un petit nombre d'intervalles de temps - souvent un ou deux suffisent - permet d'obtenir de façon très simple des résultats suffisamment précis. La méthode de Birkenmaier donne toute la précision que l'on désire - il suffit d'augmenter le nombre d'intervalles Δt - et est réellement conçue dans l'esprit "ordinateur".

En conclusion de ce paragraphe, il faut attirer l'attention sur la nécessité, sous peine de s'exposer à des déboires, de tenir compte du fluage du béton si l'on veut combattre la fissuration de la dalle en béton par dénivèlement des appuis intérieurs dans les ponts continus ou par précontrainte longitudinale des tronçons de la dalle situés au droit de ces appuis.

5. CONCLUSIONS.

5.1. Influence de la théorie de la plasticité sur la pensée de l'ingénieur constructeur.

L'introduction du calcul plastique en théorie des constructions a établi clairement la distinction entre

- 1) le groupe des lois de statique ;
- 2) le groupe des lois de cinématique ;
- 3) le groupe des lois de comportement du matériau,

auparavant très mêlées dans le traitement du seul corps élastique. Il a ouvert la voie vers l'étude d'autres comportements (modèle visco-élastique). La Résistance des Matériaux et la Théorie des Structures sont ainsi devenues des applications de la Mécanique des Solides à l'art de l'ingénieur constructeur.

Jusqu'en 1940, la seule doctrine enseignée et appliquée était la théorie élastique, pessimiste quant à la capacité portante de la structure et en désaccord avec les règles pratiques de la construction métallique (en particulier dans le calcul des assemblages). Le théorème statique, sous sa forme la plus générale (cf [7]) était employé intuitivement par les ingénieurs depuis un siècle. Il a donné une formulation précise à la règle empirique d'après laquelle il faut dimensionner les pièces de manière à trouver un chemin pour les efforts sans violer la capacité de résistance du matériau. Le théorème statique nous apprend que cette règle n'est valable que pour un matériau de ductilité infinie. D'où :

- 1) l'accent mis sur la ductilité et la nécessité de la contrôler soigneusement lors de la réception des matériaux ;
- 2) l'accent mis sur la nécessité de préserver la ductilité pendant la fabrication (exemple : interdiction des trous poinçonnés) ;
- 3) l'accent mis sur l'obligation de restaurer la ductilité initiale si elle a été diminuée par le processus de fabrication (recuit après cintrage, après soudage, pour détendre les contraintes résiduelles).

La doctrine plastique a déteint sur la doctrine classique (dite des contraintes admissibles) en tendant à faire adopter - dans le cas des charpentes soumises à des charges quasi-statiques - une conception plus simple des assemblages et un mode de calcul purement statique ainsi qu'un coefficient de sécurité porté sur les charges plutôt que sur les contraintes (règles C.M. 1966), ce qui est obligatoire en cas de comportement non linéaire.

Alors que l'ingénieur de 1940 n'avait à sa disposition qu'une théorie pessimiste en laquelle il n'avait qu'une foi relative, l'ingénieur de 1970 a à sa disposition plusieurs modèles mathématiques, dont deux particulièrement développés vers les applications :

- le modèle élastique (pessimiste)
- le modèle parfaitement plastique (souvent optimiste quant à la ductilité, parfois encore pessimiste quant à la résistance).

Comme nous l'avons dit dans notre communication au Congrès de Rio de Janeiro [9], il reste à élaborer une "doctrine-cadre" générale dans laquelle chacun de ces modèles entrerait, et à développer d'autres théories particulières entrant dans ce cadre (visco-élasticité appliquée, fatigue plastique et avec fluage etc...).

La clef de l'élaboration d'une telle "doctrine-cadre" réside dans la classification des processus de ruine en fonction d'une part du comportement mécanique du matériau et d'autre part de la variabilité des charges dans le temps.

Devant la puissance des méthodes de la programmation mathématique et leur adaptation au calcul sur ordinateur, et devant la découverte de leur applicabilité au calcul des structures, il importe de faire un effort considérable vers une meilleure connaissance des lois de comportement des matériaux et des modes d'application des charges, afin de ne pas perdre dans l'incertitude des données de base tout le progrès réalisé dans les méthodes de calcul.

BIBLIOGRAPHIE.

- [1] De Kazinczy, G., Expériences sur des poutres encastées (en hongrois) (Betonszemle, vol. 2, p. 68, 1914).
- [2] Kist, N.C., Leidt een sterkteberekening, die uitgaat van de evenredigheid van kracht en vormverandering, tot een goede constructie van ijzeren bruggen en gebouwen ? Dissertation inaugurale, Ecole polytechnique de Delft (1917).
- [3] Gvozdev, A. A., La détermination de la valeur de la charge de ruine pour les systèmes hyperstatiques subissant des déformations plastiques (Compte rendu de la Conférence sur les déformations plastiques, décembre 1936, p. 19, Adademia Nauk, U.S.S.R. Traduction par Haythornthwaite, R. M. dans Int. Journ. Mech. Sci., vol. 1, p. 322, 1960).
- [4] Hill, R., On the state of stress in a plastic-rigid body at the yield-point (Phil. Mag., vol. 42, pp. 868-875, 1951).
- [5] Drucker, D. C., Prager, W. et Greenberg, H. J., Extended limit design theorems for continuous media, Quart. Appl. Math., Vol. 9, pp. 381-389, 1952.
- [6] Massonnet, Ch. et Save, M., Calcul plastique des Constructions, Vol. 1, structures à un paramètre, deuxième édition française, édit. CBLIA, 47, rue Montoyer, Bruxelles, et les traductions de la première édition : en anglais : éd. Blaisdell Publishing Co., 1965 - en espagnol : éd. Montaner y Simon, Barcelone 1966 - en italien : éd. N. Zanichelli, Bologne, 1967.
- [7] Massonnet, Ch. et Save, M., Calcul plastique des Constructions, Vol. 2, structures spatiales, 2ème édition, 1970, éd. CBLIA, Bruxelles, et les traductions de la 1ère édition : en espagnol : Montaner y Simon, Barcelone 1966 - en italien : éd. N. Zanichelli, Bologne, 1968.
- [8] Hodge, P. G., Plastic Analysis of Structures, Mc. Graw Hill, New-York, 1959.
- [9] Comité Européen du Béton : Recommandations pratiques à l'usage des constructeurs, Bulletin n° 39, 1963.
- [10] Gavarini, C., Concezione probabilistica del Calcolo a Rottura, Giornale del Genio Civile, fascicule 8, août 1969.
- [11] Save, M. A. and Shield, R. T., "Minimum-weight design of sandwich shells subjected to fixed and moving loads", Proc. 11 th Int. Congr. Appl. Mech., Munich 1964, pp. 341-349, H. Görtler ed., Springer 1966.
- [11 bis] Gavarini, C., I teoremi fondamentali del calcolo a Rottura e la dualità in programmazione lineare, Ingegneria Civile, N° 18, 1966.
- [12] Heyman, J., Automatic plastic analysis of steel framed structures under fixed and varying loads, Proc. Inst. Civ. Eng., vol. 12, p. 39, 1959.
- [13] Heyman, J., and Prager, W., Automatic minimum weight design of steel frames, Journ. Franklin Inst. vol. 266, pp. 339-364, 1952.

- [14] Kalker, J.J., Automatic minimum weight design of steel frames on the IBM 704 Computer, Rapport IBM 2038/3, Brown University, September 1958.
- [15] Neal, B.G. et Symonds, P.S., The rapid calculation of the plastic collapse load for a framed structure, Proc. Inst. Civ. Engrs, London, pp. 68-100, 1952.
- [16] Cohn, M.Z. et Grierson, D.E., An automatic approach to the analysis of plastic frames under fixed and variable loading, Solid. Mech. Div., Univ. of Waterloo, Report N°22, Oct. 1969.
- [17] Glanville, W.H., Building Research Paper N° 12, p. 111, 1930.
- [18] Davis, R. H., Journal Amer. Concrete Institute N° 7, 1932.
- [19] Wallo, E.M. et Kesler, C.E., Prediction of creep in structural concrete. University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin N° 498, 65 pp. , 1968.
- [20] Flugge, W.:Viscoelasticity, Blaisdell Publishing Co., 1967.
- [21] Massonnet, Ch., Résistance des Matériaux, Vol. II, 2ème édition, 1970, Thone, Liège, et Dunod, Paris, éd.
- [22] Flugge, W., Editeur : Handbook of Engineering Mechanics, Mc Graw Hill Co., 1962 (voir le chapitre 53, intitulé : Viscoelasticity, 22 pp. rédigé par E.H. Lee).
- [23] Aroutiounian, N.Kh., Applications de la théorie du Fluage, Eyrolles, 1957.
- [24] Alfrey, T.Jr., Quart. Applied Math., Vol.2, pp. 113-119, 1944 et Mechanical Behavior of High Polymers, Interscience Ed., New-York, 1948.
- [25] Mc. Henry, D., Proc. Amer. Soc. Test. Mater., Vol. 43, p. 1069, 1943.
- [26] Zienkiewicz, O.C., Watson, M; et King, I.P., A numerical method of Visco-elastic stress analysis, Inter. Jl. Mech. Sci. Vol. 10 pp. 807-827, 1968.
- [27] Hilton, H., Journ. Aero. Sci., Vol. 19, pp. 844-846, 1952.
- [28] Levi, F. et Pizzetti, G., Fluage, Plasticité, Précontrainte, Paris, Dunod, 1951.
- [29] Nombreuses publications de l'Université Lehigh et leur synthèse intitulée "Commentary on Plastic Design in steel"
- [30] British Standard 449, 1948.
- [31] Specifications for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings, Part 2, American Institute of Steel Construction, 1969.
- [32] Addendum "Calcul en Plasticité" à la norme belge N.B.N. 1 "Charpentes en acier", Institut Belge de Normalisation, 29, avenue de la Brabançonne, Bruxelles 1040, 1961.

- [33] Baker, J.F., Horne, M.R. et Heyman, J., The Steel skeleton, Vol 2. : Plastic behaviour and design, Cambridge University Press, 1956.
- [34] Beedle, L.S., Plastic design of steel frames, J. Wiley, New-York, 1958.
- [35] Guiaux, P. et Peschon, E., Charpentes en acier. Calcul des assemblages soudés soumis à une sollicitation statique. Revue (belge) de la Soudure, Nos. 1, 2 et 3, Bruxelles, 1965.
- [36] Beedle, L.S., Recent developments in plastic design practice, Proc. ASCE, Journ. Struct. Div., Vol. ST9, pp. 1911-1937, 1969.
- [37] Massonnet, Ch. et Save, M., Reflexions sur une doctrine générale de calcul des Constructions Métalliques (VII^e Congrès de l'A.I.P.C., Rio de Janeiro, Rapport final, pp. 101-108, 1966).
- [38] Save, M.A., "Vérification expérimentale de l'analyse plastique des plaques et des coques en acier doux", (Experimental verification of plastic limit analysis of mild steel plates and shells), C.R.I.F. Report n° M.T. 21, February 1966, Fabrimétal, 21, rue des Drapiers, Brussels.
- [39] Massonnet, Ch., General theory of elasto-plastic membrane plates, pp. 443 à 471 du livre "Engineering Plasticity" Ed. J. Heyman et F.A. Leckie, Cambridge Univ. Press., 1968.
- [40] Capurso, M., Comportamento elasto-plastico delle piastre sottili metalliche nel campo dei grandi spostamenti, Costruzioni Metalliche, pp. 42-51, 1968.
- [41] Baker, A.L.L., General equations for frame analysis. Concrete and Constr. Eng., pp. 97-103, 1961.
- [42] Baker, A.L.L., Ultimate load design of reinforced concrete beams : a recapitulation and appraisal, Mém. A.I.P.C., Vol. 23, pp. 33-50, 1963.
- [43] Cohn, M.Z. Limit design of reinforced concrete frames, Journ. Struc. Div. ASCE, vol. 94, N° ST 10, pp. 2467-83, Oct. 1968.
- [43bis] Cohn, M.Z. et Grierson, D.E., Optimal design of reinforced concrete beams and frames, Rapport final, 8^{ème} Congrès de l'A.I.P.C., New-York, pp. 215 à 226, Sept. 1968.
- [43ter] Cohn, M.Z. et Grierson, D.E., Further results on the equilibrium method of limit design, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, Canada Report N° 15, Août 1969.
- [44] Grierson, D.E. et Cohn, M.Z., A general formulation of the optimal frame problem, Mémoire présenté au Second Congrès canadien de Mécanique Appliquée, Mai 1969, Université de Waterloo, Waterloo, Ontario.
- [45] Comité Européen du Béton,
Bulletin N° 21, notes de A.L.L. Baker, G. Macchi et Y. Guyon.
Bulletin N° 30, note de A.L.L. Baker.
Bulletin N° 34, résumé des trois méthodes à la ruine développées par A.L.L. Baker, Y. Guyon et G. Macchi.

- [46] Instructions pour le calcul des structures hyperstatiques en béton armé en tenant compte de la redistribution des efforts (en russe)- Académie de la Construction et de l'Architecture de l'U.R.S.S., Moscou 1961, traduction française par le C.E.B.
- [47] Ferry Borges, Arga et Lima, J. Teixeira Coelho et Monteiro, V., résultats analytiques concernant le comportement non linéaire des structures en béton armé, Lab. Nat. de Génie Civil, Lisbonne, 12 pp. août 1964.
- [48] Gvozdev, A.A. et Dmitriev ; Calcul des structures en béton armé et pré-contraint selon la méthode des états limites utilisée en U.R.S.S.- Contribution à la Session du Comité Mixte FIP-CEB.
- [49] Macchi, G. Moment redistribution beyond elastic limit and at failure in prestressed concrete beams, P.C.I. Journal, pp 8-26, 1957.
- [50] Macchi, G. , Behaviour of reinforced concrete continuous beams designed according to the elastic distribution of moments, Miami Symposium, paper N° 6, 1964.
- [51] Petcu, V. Nombreuses publications dans des revues techniques roumaines et autres.
- [52] Rüschi, H. et Stöckl, S., L'influence des étriers et de l'armature comprimée sur le comportement de la zone comprimée de poutres en béton armé (en allemand) Deutscher Ausschuss für Stahlbeton - Ernst und Sohn, éd., Berlin, n° 148, 1963.
- [53] Sawyer, H.A., The status and potentialities of non linear design of concrete frames, Miami Symposium, paper n° 11, 1964.
- [54] Sawyer, H.A., Design of concrete frames for two failure stages, Miami Symposium, paper N° 18, 1964.
- [55] Siess, C.P. Load-moment curvature characteristics of reinforced concrete cross sections. Journal A.C.I., Juillet 1964.
- [56] Winter, G., Whether inelastic concrete design, Note introductive présentée au Symposium de Miami, 1964.
- [57] Johansen, K.W., Bruchmoment kreuzweise ^{bewehrten Platten.} Mémoire de l'Association Internationale des Ponts et Charpentes, 1er volume, Zurich 1932.
- [58] Baus, R. and Tolaccia, S., "Calcul à la rupture des dalles en béton armé et étude expérimentale du critère de rupture en flexion pure", (yield line theory and experimental investigation of the yield criterion of reinforced concrete slabs in pure bending). Ann. Inst. Tech. Bât. Trav. Pub., Paris, June 1963.
- [59] Lenschow, R.J. et Sozen, M.A., "A yield criterion for reinforced slabs" A.C.I. Journal, pp. 266-273, May 1967. Discussion of this paper to be published in the November 1967, ACI Journal.
- [60] Sawczuk, A. and Jaeger, T. "Grenztragfähigkeits- Theorie der Platten, Springer - Verlag, pp. 522, 1963.
- [61] Wood, R.H. "Plastic and elastic design of slabs and plates", London, Thames and Hudson, 1961.

- [62] Sacchi, G. et Save, M., Le problème du poids minimum d'armature des plaques en béton armé. Mém. AIPC, Vol. 29, II, pp. 157-166, 1969.
- [63] Olszak, W. and Sawczuk, A., Inelastic behaviour in shells", Noordhoff, Groningen, 1967.
- [64] Sawczuk, A. "On experimental foundations of the limit analysis theory of reinforced concrete shells", Shell research, North-Holland Publ. Co. Amsterdam, pp. 217-231, 1961.
- [65] Bouma, A.L., Riel, A.C., Van Koten, H. and Beranek, W.J., Investigations on models of eleven cylindrical shells made of reinforced and prestressed concrete", Shell research, North-Holland Pub. Co. Amsterdam, pp.79-101, 1961.
- [66] Dischinger, Fr. "Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verformung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken, Bauingenieur 18, 1937, p. 487.
"Elastische und plastische Verformungen der Eisenbetontragwerke und insbesondere der Bogenbrücken, Bauingenieur 20, 1939, p. 54.
- [67] Sattler, K. "Theorie der Verbund konstruktionen" Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin 1959.
- [68] Fritz, B. "Verbundträger", Springer Verlag, Berlin/Göttingen/Heidelberg, 1961.
- [69] Birkenmaier, M. "Berechnung von Verbundkonstruktionen aus Beton und Stahl" Verlag Leemann, Zurich, 1969.

Post-Critical Behavior

Comportement post-critique

Überkritisches Verhalten

M.P. BIENIEK

Professor of Civil Engineering
Columbia University
New York

1. INTRODUCTION

The problem of post-critical behavior of structural elements and structures is not new. The load-carrying capacity of structures in the post-critical range has been attracting attention of structural engineers for many years, and it has been successfully utilized in many practical designs. The analysis of the post-critical behavior of structures has been an interesting and challenging task of applied mechanics; even very early works in the theories of bars, plates, and shells contain investigations of buckling and post-buckling states.

Thin-walled structures represent the area in which the post-critical behavior is undoubtedly of greatest importance. Numerous significant contributions on various aspects of thin-walled structures were presented at the previous congresses of IABSE. Most recently, the 8th Congress, held in New York in 1968, had a theme dealing exclusively with thin-walled structures [1]. The reports by Prof. Winter [2], Dr. Scalzi [3], and Prof. Massonnet [4] give very extensive and enlightening accounts of the status up to 1968. The discussion in the Final Report contains many original theoretical and practical developments. The comments by Prof. Beer [5]

emphasize the great potential of structures working in the post-critical range.

Consistent with the spirit of Theme I of the present Congress, this report will concentrate on the progress of the general theory, necessarily nonlinear, of the post-critical behavior of structures. The formulation of the problem, methods of solution, and recent results for various types of structures will be reviewed. An intensive effort of many researchers in the field of mechanics of solids and structural mechanics generated, especially in the past two decades, an immense amount of original and important contributions in the field of the post-critical behavior and the related nonlinear analysis of structures. This makes the writing of a report in this field an extremely difficult task, forcing certain selection of the presented topics. Here, the effects of large deformations, or geometrical nonlinearities, will be emphasized at the expense of the effects of the nonlinear material properties.

The scope of the problem of the post-critical behavior of structures can be defined by examining typical load deflection relations.

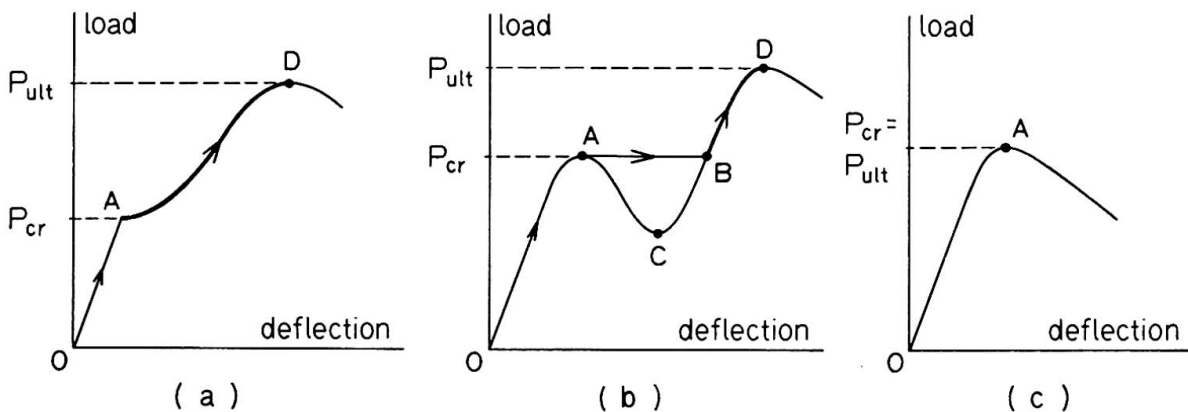


Fig. 1.

If a properly defined load parameter is plotted against a deflection component of the structure, a diagram of one of the types shown in Fig. 1 is usually observed. From the origin 0 to the point A, the structure is in the fundamental path of equili-

brium. At the point A, which is referred to as the first critical point, the path changes either by bifurcation buckling to A - D, Fig. 1a, or by snap buckling to B - D, Fig. 1b. Occasionally, no state of equilibrium exists for loadings above the critical point A (Fig. 1c). The point D in Figs. 1a and 1b represents the ultimate state, at which the structure fails by fracture, total buckling, or plastic flow. It is the path between the point A and the point D in Figs. 1a and 1b which corresponds to the post-critical state of the structure, and which is the main subject of this report.

An engineer's interest in the post-critical state of a structure is based on the fact that the ultimate load exceeds sometimes considerably the critical load, and the structure can be perfectly serviceable in the post-critical range. On the other hand, his caution in utilizing the post-critical loading capacity of the structure is also well founded, since frequently the deflections increase quite rapidly, and the deformations may become irreversible. The above factors justify a thorough investigation of the problem of the post-critical behavior.

2. FORMULATION OF THE PROBLEM

The equations describing the post-critical behavior of a structure cannot be based on the assumption of small displacements and small displacement gradients. The strain-displacement relations should include at least some of the second order terms, and the analysis of stress should take into account the effect of the deformed configuration. There are many excellent books and papers on the foundations of the nonlinear mechanics of solids. The current state, as well as the historical development, can be obtained from the works of F. D. Murnaghan [6], C. Truesdell [7], V. V. Novozhilov [8], [11], A. E. Green and W. Zerna [9], T. C. Doyle and J. L. Ericksen [10], C. Truesdell and R. A. Toupin [12], A. C. Eringen [13], L. I. Sedov [14], and M. A. Biot [15].

The following comments are made in order to clarify the posi-

tion of various special equations of structural mechanics within the general theory of continuous media. In the general theory, three types of coordinate systems are being used^{*}: (a) Material (or Lagrangean) coordinate system x , with x^A being the coordinates of a particle P_0 in the initial configuration of the body B_0 at the initial time t_0 ; (b) Spatial (Eulerian) coordinate system z , with z^k being the coordinates of the position P of the particle in the deformed, or current configuration B at time t ; (c) Convected coordinate system ξ , which deforms with the body in such a way that to the coordinates ξ^α corresponding to the subsequent positions P of a particle P_0 remain constant. For small, or "infinitesimal", deformations the distinction between different types of coordinate systems disappears. The problems of finite deformation in structural mechanics are usually formulated in the fixed material system x or in the convected system ξ , although it is very seldom that the choice of the method of description is stated explicitly. (Also, in many cases, these two descriptions are formally very similar).

If $u_A(x,t)$ are the components of the displacement vector in the system x , the components of the material strain tensor e_{AB} = in this system are

$$e_{AB} = \frac{1}{2}(u_{A|B} + u_{B|A} + u_{C|A}u^C_{|A}) \quad (2.1)$$

The components of the same tensor in the convected system ξ are

$$e_{\alpha\beta} = \frac{1}{2}(u_{\alpha|\beta} + u_{\beta|\alpha} + u_{\gamma|\alpha}u^\gamma_{|\beta}) \quad (2.2)$$

where $u_\alpha(\xi,t)$ are the components of the displacement vector in the system ξ at P_0 ; the covariant differentiation in (2.2) is performed in the initial configuration, i.e. using the Christoffel symbols corresponding to the configuration of the system ξ at t_0 . If at t_0 the system ξ coincides with the system x , the values

^{*}) The subscripts and superscripts $A, B, C, \dots, k, l, m, \dots, \alpha, \beta, \gamma, \dots$ assume values 1, 2, 3; repeated indices imply summation; partial differentiation with respect to a coordinate is denoted by a comma followed by the index of the coordinate; covariant differentiation with respect to a coordinate is denoted by a bar followed by the index of the coordinate.

of the corresponding components of e_{AB} and $e_{\alpha\beta}$ are identical. Frequently, the systems x and ξ at t_0 are orthogonal cartesian; the system ξ at t , however, becomes some curvilinear system, following deformation of the body.

The description of the state of stress in continuum mechanics is most frequently accomplished in terms of: (a) The spatial, or Cauchy, stress tensor associated with the position P in the deformed state and with the components p^{kl} in the fixed system z ; (b) The Kirchhoff two-point tensor t^{Al} , associated with the particle P_0 in the system x and with the position P in the system z ; (c) The material, or Piola-Kirchhoff, stress tensor s^{AB} , associated with the particle P_0 in the system x . The relations between these three tensors are

$$t^{Al} = J p^{kl} \frac{\partial x^A}{\partial z^k}, s^{AB} = J p^{kl} \frac{\partial x^A}{\partial z^k} \frac{\partial x^B}{\partial z^l} \quad (2.3)$$

where $J = dV/dV_0 = \rho_0/\rho$, with dV_0 and dV being the initial and the deformed volume elements, and ρ_0 and ρ , the initial and the current densities, respectively. In the convected coordinates ξ ,

$$s^{\alpha\beta} = t^{\alpha\beta} = J p^{\alpha\beta} \quad (2.4)$$

If $\underline{p}_{(n)}$ is the stress vector referred to unit area in the deformed state and acting on the area element whose unit normal vector in the deformed state is \underline{n} , its components are

$$p_{(n)}^l = p^{kl} n_k \quad (2.5)$$

For the stress vector $\underline{s}_{(n)}$ referred to unit area in the initial state and acting on the area element whose unit normal vector in the initial state is \underline{n}_0 , we have the components in the z system

$$s_{(n)}^l = t^{Al} n_{0A} = s^{AB} \frac{\partial z^l}{\partial x^B} n_{0A} \quad (2.6)$$

In the absence of body forces, the equations of equilibrium in terms of the tensors p^{kl} and s^{AB} are

$$p^{kl} |_{|k} = 0, p^{kl} = p^{lk} \quad (2.7)$$

$$[s^{AB}(\delta_B^C + u^C|_B)]|_A = 0, \quad s^{AB} = s^{BA} \quad (2.8)$$

In the convected coordinate systems ξ , they read

$$p^{\alpha\beta}|_\alpha = 0, \quad p^{\alpha\beta} = p^{\beta\alpha} \quad (2.9)$$

$$[s^{\alpha\beta}(\zeta_\beta^\gamma + u^\gamma|_\alpha)]|_\alpha = 0, \quad s^{\alpha\beta} = s^{\beta\alpha} \quad (2.10)$$

It should be noted that the covariant differentiation in (2.9) is performed in the deformed configuration of the system ξ , while the differentiation in (2.10) is performed in the initial configuration. (The lack of the displacement gradients in eq. (2.9) is apparent only; since the coordinate system is that of the deformed configuration, the effect of the displacement is included.)

In structural mechanics, the components $p^{\alpha\beta}$, $t^{\alpha\beta}$, $s^{\alpha\beta}$, or s^{AB} are used. With the assumption $J \approx 1$, which appears to be justified in most practical problems; and if the systems x and ξ coincide at t_0 , we have

$$s^{AB} = s^{\alpha\beta} = t^{\alpha\beta} \approx p^{\alpha\beta}, \quad \text{for } A = \alpha, B = \beta. \quad (2.11)$$

The theory presented by M. A. Biot [15] differs from the above outline. Biot's theory is geared towards problems of stability and solutions of large deformations problems in small incremental steps. The acknowledged efficiency of the incremental methods of solution, makes Biot's theory an attractive tool in structural analysis.

For most structural material in the elastic range, the relation between the stress tensors (s^{AB} or $s^{\alpha\beta}$) and the strain tensors (e_{AB} or $e_{\alpha\beta}$) can be assumed in the form of Hooke's law. An exposition of the theory of plasticity for arbitrary deformation can be found in the paper by A. E. Green and Naghdi [17]. Some problems of the theory of viscoelasticity for finite deformations are presented in the paper by Oldroyd [18] and in the book by A. E. Green and J. E. Adkins [16]. A discussion of the constitutive equations of various materials is beyond the scope of this paper. Let us only point out that the use of the material or con-

vected coordinates offers distinct advantages also in this part of the problem. In fact, most of the constitutive relations used in the analysis of inelastic structures subjected to small deformations can be adapted to the present problem without major changes. Comprehensive reviews of these relations are given in the article by A. M. Freudenthal and H. Geiringer [19] and in the book by T. H. Lin [20].

The procedure of derivation of the fundamental equations for specific types of structures follows the general ideas of the three-dimensional mechanics of solids. The strain-displacement relations, the equations of equilibrium in the deformed configuration, and the stress-strain relations must be established. As a rule, the assumption of small strains can be made; moreover, satisfactory theories can be developed by taking into account that only some of the displacements and displacement gradients are large (e.g. normal deflections of beams and plates).

A theory of moderately large deflections of plates has been proposed by Th. von Karman in 1910 [21] (see also S. Timoshenko and S. Woinowsky-Krieger [22]). It retains all the basic assumptions of the classical (linear) theory of thin plates. The expressions, however, for the extensional strain components in the plane of the plate contain the squares of the gradients of the normal deflection, i.e.,

$$e_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)^2, \text{ etc.} \quad (2.12)$$

Similarly, the deformed configuration of the plate is taken into account in the equations of equilibrium which contain terms of the type

$$s_{xx} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}, \quad s_{yy} \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}, \text{ etc.} \quad (2.13)$$

The resulting system of equations may be used in its original form, or it can be reduced to three equations with the three displacement components of the middle plane, or two equations for the normal deflection and a stress function can be written. The choice of the final form of the equations depends on the method of solu-

tion.

For curved panels, K. Margeurre [23] proposed a theory whose assumptions are similar to those of Kármán's plate theory. There are several versions of nonlinear theories of shells, which differ mainly in the degree of precision in which the geometry of the shell is taken into account. This situation is parallel to the variety of linear theories of shells. A discussion of this can be found in the works of L. H. Donnell [24], J. L. Synge and W. Z. Chien [25], W. Z. Chien [26], V. S. Vlasov [27], A. S. Volmir [28], Kh. M. Mushtari and K. Z. Galimov [29], J. L. Sanders, Jr. [30], P. M. Naghdi and R. P. Nordgren [31], W. T. Koiter [32].

Among the methods of solution of the nonlinear problems of post-critical behavior, the finite element method appears to be unusually versatile and effective. The basic ideas and relations of this method, including stability and large deformations, are presented in the papers by J. H. Argyris [33], and J. H. Argyris, S. Kelsey, and H. Kamel [34], and the books by O. C. Zienkiewicz [35], and J. S. Przemieniecki [36]. The papers by J. J. Turner, E. H. Dill, H. C. Martin and R. J. Melosh [37], H. C. Martin [38], R. H. Mallett and P. V. Marcal [39] concentrate on the buckling and nonlinear problems.*

For a linear elastic structure, the finite element method results in a system of linear algebraic equations of the type

$$[K]\{q\} = \{P\} \quad (2.14)$$

where $[K]$ is the stiffness matrix, $\{q\}$ is the nodal displacement vector, and $\{P\}$ is the nodal load vector. The nodal displacement vector $\{q\}$ determined from eq. (2.14) the state of stress and deformation of the structure. The stiffness matrix $[K]$ depends on the geometry of the structure, its material properties, and on the geometry of the finite element system. The vector $\{P\}$ represents the external loading on the structure.

If the nonlinear effects of large deformations are taken into

* Additional references can be found in a recent survey paper by O. C. Zienkiewicz [40].

account the systems of equations for $\{q\}$ can be written as

$$([K] + [K_g]) \{q\} = \{P\} \quad (2.15)$$

where $[K_g]$ is sometimes referred to as the geometrical stiffness matrix. It depends on $\{q\}$; hence, the system of equations (2.15) is nonlinear. Instead of eqs. (2.15), the incremental formulation can be used. For the (small) increments of displacement $\{\Delta q\}_n$ and loading $\{\Delta P\}_n$, from the state of equilibrium $\{q\}_n$ and $\{P\}_n$, the system of equations holds

$$([K] + [K'_g]_n) \{\Delta q\}_n = \{\Delta P\}_n \quad (2.16)$$

where the matrix $[K'_g]_n$ is determined at the state $\{q\}_n$. The incremental formulation is especially suitable for nonlinear elastic or inelastic materials with incremental stress-strain relations (e.g. elastic-plastic solids). Then, however, also the matrix $[K]$ depends on $\{q\}$ and, its elements in eq. (2.16) have to be determined at the state $\{q\}_n$. Instead of the systems of equations (2.15) or (2.16), an energy formulation may be used in which the vector $\{q\}$ minimizes the total energy of the system. The methods of mathematical programming are then employed for the determination of $\{q\}$.

3. STABILITY

The problem of stability of a structure is usually formulated as follows. Suppose that the loadings are specified by a vector p . A state of equilibrium is a displacement vector $\underline{u}(\underline{x}, p)$ which satisfies the equations of equilibrium and the boundary conditions of the structure. The fundamental states of equilibrium, or the fundamental path of equilibrium, are the displacements $u_0(\underline{x}, p)$ single-valued and continuously differentiable in the components of p , and such that u_0 as $p \rightarrow 0$. In addition to the fundamental path, a structure may have, in general, other states or paths of equilibrium. The points of intersection of different paths of equilibrium are of two types: bifurcation points and limit points. They are shown in Fig. 2 for the simple case of one load component p and one displacement component u .

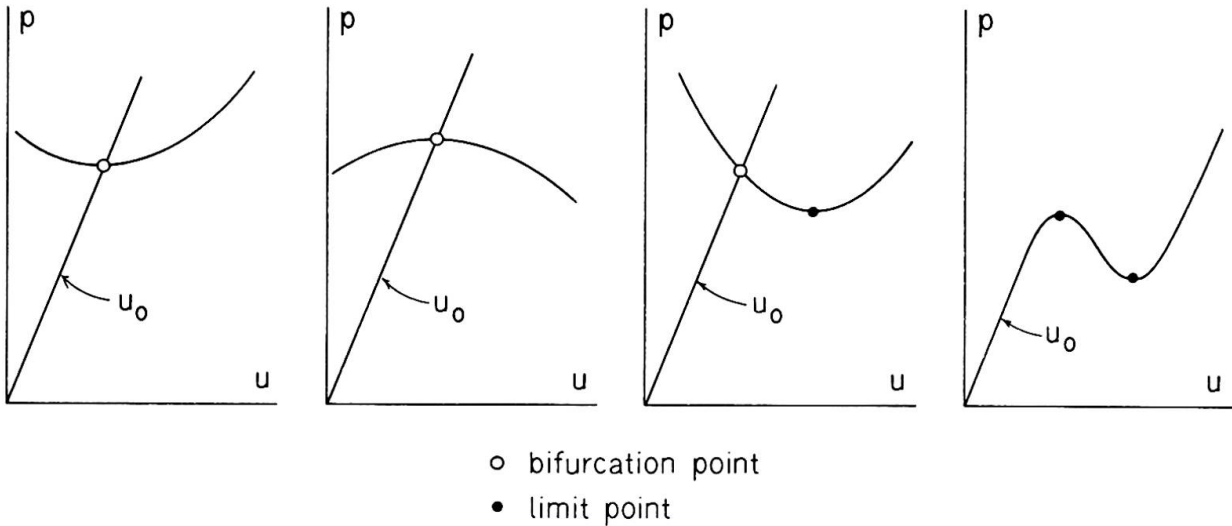


Fig. 2.

A precise and practically meaningful definition of stability is not an easy task. In engineering terms, a state of equilibrium is considered to be stable if sufficiently small perturbations cause arbitrarily small displacements of the structure. A path consisting of stable states of equilibrium is called a stable path. The states at which a path changes from stable to unstable are called critical states (or critical points); the corresponding loads are called the critical loads.

For the above notion of stability, certain criteria, or tests, of stability have been developed.

According to the static criterion, at a critical point two infinitesimally adjacent states of equilibrium exist for the same external loads. If the loads acting on the structure are proportional to a parameter, and if the fundamental state is linear elastic, the static criterion leads to the well known eigenvalue problems, for which an extensive literature is available.

The energy criterion of stability states that in any sufficiently small displacement from the state of equilibrium the internal energy stored or dissipated, ΔE , exceeds the work of the external loads, ΔW . Thus the condition of stable or neutral equilibrium is

$$\Delta E - \Delta W \geq 0 \quad (3.1)$$

In the case of an elastic structure loaded with potential forces, eq. (3.1) implies that the change of the total potential energy is positive or zero,

$$\Delta U \geq 0 \quad (3.2)$$

The condition (3.2) represents an extension of the Dirichlet criterion of stability of discrete systems.

The dynamic criterion is based on the investigation of small free oscillations about the state of equilibrium. For a stable state of equilibrium of an elastic structure, all the natural frequencies of these oscillations are real and different from zero.

In the cases of conservative systems under conservative loadings, these three criteria lead to the same lowest critical values of the load parameter, and the existing experimental evidence confirms their basic validity; the known examples of substantial discrepancies between the theory and the experimental results can be explained by factors other than faults in the basic concepts of the theory.

The above ideas and criteria form the foundations of the stability, or buckling, analysis in a large number of problems of structural mechanics. This theory is the product of over one-hundred-year effort. Important contributions have been made by R. V. Southwell [41], S. P. Timoshenk [42], G. B. Biezeno and H. Hencky [43], E. Trefftz [44], W. T. Koiter [45], H. Ziegler [46], C. E. Pearson [47], R. Hill [48]. There is a number of excellent books dealing with the methods of analysis and practical applications. To mention some of them: S. P. Timoshenko and J. M. Gere [49], F. Bleich [50], Pflinger [51], C. F. Kollbrunner and M. Meister [52], G. Gerard [53], A. S. Volmir [54], M. Gregory [55], H. Ziegler [56].

The actual application of any of the criteria of stability is based on the equations of small displacements, or vibrations, superimposed on a state of deformation, and on the expressions for the corresponding change of energy. They are given in Ref. [16], [44], and [15] for the general case of a three-dimensional solid.

In Refs. [49] through [56], and in numerous other papers the necessary relations are given for various types of structures.

In the finite element formulation, the conditions leading to the determination of the critical loads are discussed in Refs. [33], [35], [36], [38, [39] and [57] through [61]. It is worth mentioning that in the cases of linear elastic fundamental states, the critical load parameter λ follows either from the equation

$$\det|K + \lambda K_0| = 0 \quad (3.3)$$

or from

$$\det|K(\lambda)| = 0 \quad (3.4)$$

($[K(\lambda)]$ = the stiffness matrix whose elements are known functions of λ). For nonlinear fundamental states, the equation for the critical load is

$$\det|K'(q_0(\lambda))| = 0 \quad (3.5)$$

where $[K'(q_0(\lambda))]$ is the incremental stiffness matrix corresponding to the fundamental state $\{q_0(\lambda)\}$ which, in turn, depends on the load parameter λ .

In spite of great achievements of the classical theory of stability, there are certain areas which require more general approaches or, at least, refinements of the existing methods. The fallacy of the static methods in the case of nonconservative systems has been discovered long ago. A comprehensive review of this question and of recent contributions has been given by G. Herrmann [62]. Another area of practical interest is the stability, or buckling, under dynamic loading. Also, it has been pointed out (R. T. Shield and A. E. Green [63], R. J. Knops and E. W. Wilkes [64]), that, in general, the uniqueness of a path of equilibrium and the energy and the dynamic criteria not necessarily assure boundedness of the displacements, velocities, and strains.

An important step in answering certain fundamental questions is the development of the theory of stability of continuous media (A. A. Movchan [68], [69], [70] and Ref. [64]) along the lines of Liapunov's general theory of stability of motion [65]. (Modern accounts of this theory can be found in the books by N. G. Chetaev

[66] and W. Hahn [67]). The major points of this work are: precise definitions of "initial perturbations", rational measures of the magnitudes of the initial perturbations and the ensuing perturbed motions, rigorous definitions of stability, and derivation of the corresponding stability criteria. It has been shown, incidentally, that the classical energy criterion corresponds to the stability, or boundedness, in the mean square value of the displacements (but not to the boundedness of the maxima of the displacements).

Further studies on the foundations of the theory of stability are presented in Refs. [71] to [83].

A relatively new and important problem of the theory of stability (and in the post-critical buckling) is the effect of initial imperfections. It has been investigated originally to explain the discrepancies between the theoretical predictions and the experimental data in buckling of shells (L. H. Donnell and C.C. Wan [83], W. H. Horton and S. C. Durham [84]); recently, it became a part of more general studies on structural stability (W. T. Koiter [71], J. M. T. Thompson [85], [87], J. Roorda [86]; also the survey paper [76] by B. Budiansky and J. W. Hutchinson). The effect of initial imperfection may be one of the following: (a) The equilibrium paths and the critical points are essentially of the same type as in the perfect structure, with the displacements and the critical loads slightly influenced by the initial imperfections. (b) The bifurcation point vanishes; the pre-

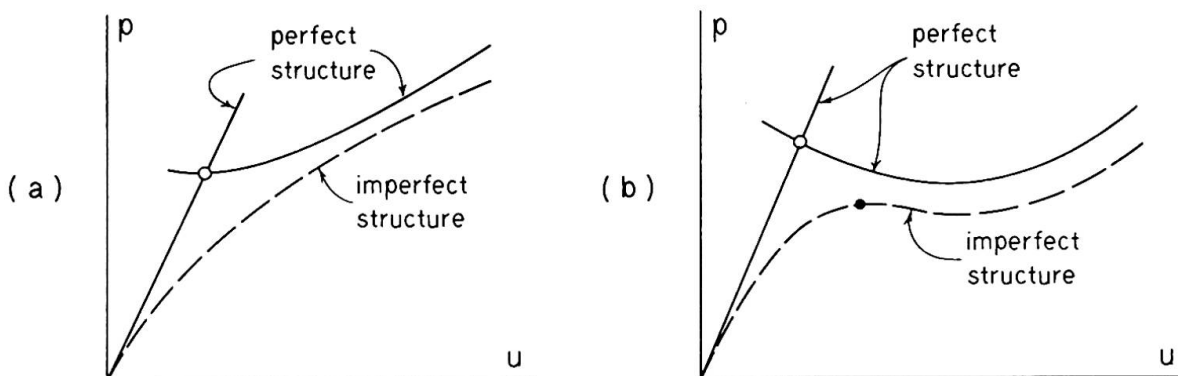


Fig. 3.

buckling and the postbuckling states form a continuous path (Fig. 3a). (c) The bifurcation point vanishes and a limit point appears, usually at much smaller magnitudes of the loadings (Fig. 3b).

The essential factor in the analysis of the effects of initial imperfections is their shape and size. It is, of course, possible to assume some unfavorable configuration of the initial imperfections and to determine the corresponding buckling load and the postbuckling behavior. Sometimes, conceivably, specific information concerning the initial imperfections in a structure may be available. Basically, however, the initial imperfections are errors of fabrication, of random magnitude and random distribution over the structure. Accordingly, the statistical methods appear to be the most rational approach. The analyses of buckling of various structures with random imperfections are presented in the works by V. V. Bolotin [88] and [89], W. E. Boyce [90], J. M. T. Thompson [91], B. Budiansky and W. B. Fraser [92], J. C. Amazigo [93], and J. Roorda [94]. There is a close relation between the statistical approach to the buckling loads and the statistical methods in structural safety.

4. METHODS OF ANALYSIS OF POST-CRITICAL STATES

The primary objective of the analysis is the determination of a stable state (or states) of equilibrium of the structure for a given system of loadings exceeding the lowest critical level. In the case of non-unique solutions, the accessibility of each state via a realistic path (history) of loading should be evaluated. The determination of the ultimate loading capacity of the structure is also an important part of the problem. Frequently, the complete path (or paths) of equilibrium from zero to the ultimate loading capacity is required.

The difficulties connected with the nonlinear equations of the post-critical behavior necessitate the use of approximate and numerical methods. The presently available solutions are usually based on one or a combination of the following methods: perturba-

tion methods, successive approximations, Ritz' method, Galerkin's method, finite differences and finite element method. The perturbation methods and the methods of successive approximations reduce the solution of the original nonlinear differential equations to repeated solutions of linear differential equations. The Ritz, Galerkin, finite difference, and finite element methods result in a system of nonlinear algebraic equations.

There is an extensive literature on the approximate and numerical methods; see, for example, Refs. [96], [97], [98], [99], [100]. The solution of the nonlinear algebraic equations connected with some of these methods is a formidable task in itself (Refs. [101] and [102]). The numerical treatment of the eigenvalue problems, which arise in the course of this analysis, is described in Refs. [103], [104], and [105].

K. O. Friedrichs and J. J. Stoker [106] analyse a supported circular plate subjected to radial aedge compression p , and described by von Kármán's equations. For this problem, they develop and appraise three methods suitable for three ranges of the ratio P/p_{cr} (where p_{cr} is the lowest buckling load): a perturbation method for $1 < p/p_{cr} < 2.5$, a power series solution for $2.5 < p/p_{cr} < 25$, an asymptotic solution for $p/p_{cr} \rightarrow \infty$ with a perturbation method for very large values of p/p_{cr} .

W. T. Koiter ([45] and [71]) discusses the energy method for the analysis of the initial post-buckling behavior of an arbitrary elastic structure. The determination of the critical points and buckling modes is accomplished with the aid of a stability criterion. The initial post-buckling deflections in the vicinity of a bifurcation point result from the minimizing of the energy increment functional. The stability at the critical point and the stability of the post-buckling states is investigated in terms of the asymptotic expansion of the energy in the vicinity of the critical point. Koiter's work includes also the effect of initial imperfections.

An extension of the well-known Newton's method for calculat-

ing roots of algebraic equations to the differential equations of nonlinear mechanics has been presented by G. A. Thurston [107], [108].

In general, the problem of determination of stable states of postbuckling equilibrium is not an easy one. The difficulties of the analysis beyond the first bifurcation or limit points exist even if the task is reduced to a system of nonlinear algebraic equations or a discrete system is dealt with, such as in the finite element method. The works by A. H. Chilver [109], M. J. Sewell [110], and J. M. T. Thompson [111], [112] contain further research on the methods of analysis.

The difficulties in the tests of stability and in the search for critical points make the linearization of the pre-buckling states an extremely tempting step. The consequences of this linearization are discussed in a paper by A. D. Kerr and M. T. Soifer [113].

5. APPLICATIONS

Trusses and Frames

For certain types of statically indeterminate, pin-jointed plane or space trusses, the post-buckling behavior can be determined in a relatively elementary manner, with the assumptions that the bars in their pre-buckling states are linearly elastic, the compressive forces in buckled bars remain constant, and the changes of the geometry of the truss are negligible. If successive bucklings of individual bars occur at the load levels $\lambda_1, \dots, \lambda_n$, the

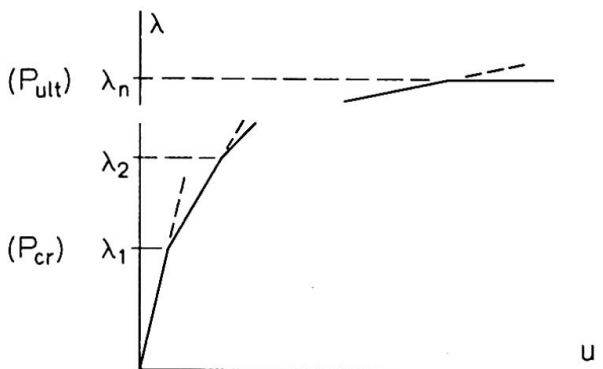


Fig. 4.

load-deflection history is as shown in Fig. 4. E. F. Masur [114] has derived the lower and upper bounds for the ultimate loads of redundant trusses in post-critical states. There is an analogy between this phenomenon and the elastic-plastic behavior of certain frames.

The assumptions listed above are not always satisfied; in numerous structural systems the changes of geometry influence the pre-buckling and post-buckling behavior, which become strongly nonlinear. A typical example is the truss shown in Fig. 5, with

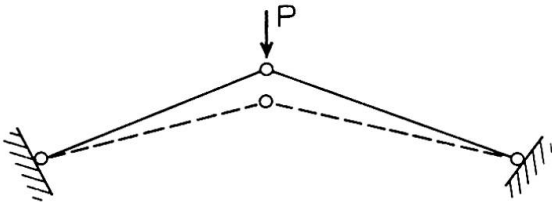


Fig. 5.

similar conditions existing in shallow reticulated shells. Large deflections cause also non-negligible secondary bend-moments; consequently, a truss must be analyzed as a frame (unless, of course, pin joints are actually constructed).

The classical works (Bleich [50]) in the area of stability of frames reduce the problem to a system of equations which are linear with respect to the joint displacements and rotations and joint forces and moments. The coefficients of these equations are known functions of the load parameter λ . While this approach has been successful in predicting the critical loads in many practical applications, it is inadequate for dealing with the post-critical behavior or for the cases when the pre-buckling behavior is nonlinear.

The analysis of the post-critical behavior and the fundamental states, and the determination of the critical loading conditions of a plane or space frameworks should take into account the following effects: (a) The influence of the axial forces acting in the individual bars on their stiffness characteristics. (b) The nonlinearities of the force-displacement relations in the bars (the effect of bending curvature on the relative axial displacement of the ends, large bending deformations, material nonlinearities, etc.) (c) The effect of the changes of geometry on the equations of equilibrium. An extensive discussion of the nonlinear effects in the frame behavior may be found in the works by R. K. Livesly [115], M. R. Horne [116], [117], S. J. Britvec and A.H. Chilver [118], S. A. Saafan [119], R. W. Williams [120], J. H. Argyris [33], and

R. H. Mallett and P. V. Marcal [39]; Th. V. Galambos, G. C. Driscoll, and L.-W. Lu report some related experimental research [121].

The results of the analysis which takes the above effects into account differ considerably from the stability problem of pin-joint trusses of linearized rigid-joint frames, not only quantitatively but also qualitatively. For example, the presence of primary and secondary bending moments will remove at least some of the bifurcation points in the equilibrium path (such as in Fig.4) and the behavior up to the ultimate load may consist of the fundamental path only. The absence, however, of the bifurcation points should not be assumed in advance. (To this effect, see H. L. Schreyer and E. F. Masur [122]). Also, a nonlinear analysis may reveal the existence of snap-buckling at certain load levels (Fig. 1b), which is entirely beyond any linearized theory.

Under certain circumstances, some of the effects listed above may be disregarded. For example, J. H. Argyris [33] proposes a method of analysis which neglects the influence of axial forces on the element stiffness. Accordingly, the buckling phenomena within individual elements cannot be predicted with this theory. If, however, the elements are relatively short and stiff, and the problem is such that the buckling "waves" extend over several elements, the analysis should yield satisfactory results, with considerable simplification of the numerical work. The theories presented by R. K. Livesley [175], J. D. Renton [122], S. J. Britvec and A. H. Chilver [118], R. J. Aguilar and T.-A. Huang [124], S. J. Britvec [125], S. S. Tezcan and B. Ovunc [126], J. J. Connor, R. D. Logcher, and S.-C. Chan [127] assume flexible elements to which the linearized theory of bending with axial loading is applicable. The stiffness coefficients of these elements contain trigonometric or hyperbolic functions of the axial forces. With the equilibrium equations written in the deformed configuration, the problems of local buckling, overall buckling (including snap-buckling), and post-buckling behavior are analyzed. The systems of nonlinear equations

of these theories are solved by either iterative or incremental schemes. The analyses presented by G. Lobel [128], F. W. Williams [120], C. N. Kerr [129], S. -L. Lee, F. S. Manuel, and E. C. Rossow [130] utilize the nonlinear bending theory of beams. They are capable to deal with the problems in which the post-buckling deflections are of the order of the column or girder lengths.

Some of the problems discussed in this report occur in the analysis of tall buildings and have been reviewed in the preliminary report by Professors Steinhardt and Beer [131] (8th Congress, 1968), which contains a very extensive list of references.

Plates

The papers by A. van der Neut [132], G. Winter[2], and Ch. Massonnet [4] contain comprehensive reviews of previous works on the post-critical behavior of plates. There are also two recent books on thin-walled structures (Refs. [133] and [134]), where the papers by W. J. Supple and A. H. Chilver [135], A. C. Walker [136], J. B. Dwight and A. T. Ractliffe [137], T. R. Graves Smith [138], and others, deal with plates in post-critical states.

Among most recent contributions, J. W. Dwight and K. E. Moxham [139] describe their research on welded steel plates in compression. The work reported by them is obviously a necessary step without which a full practical utilization of the post-buckling strength of plates would not be acceptable. K. R. Rushton [140] analyzes the post-critical state of tapered plates. The problem of a plate with three edges simply supported and one edge attached to a stiffener has been investigated by K. Klöppel and B. Unger [141], the analysis is based on the von Kármán equations and the energy method. The computed deflections agree very well with the results of a test program. An analysis of the post-critical behavior of thin plates, employing the finite element method has been presented by D. W. Murray and E. L. Wilson [142], [143]. The effect of creep deformation on the post-critical behavior of compressed plates has been investigated by I. M. Levi and N. J. Hoff [144].

Shells

The problems of post-critical behavior become probably most interesting and difficult in the theory of shells. They have received ample attention from many researchers, and a list of publications in this field could easily reach a few hundred positions. A review of the research on shell buckling has been made by Y. C. Fung and E. E. Sechler in 1960 [145]. The book by A. S. Volmir [54] contains numerous Russian contributions.

The load-displacement behavior of cylindrical shells under axial compression has been analyzed by Th. von Kármán and H. S. Tsien [146], W. T. Koiter [147], B. O. Almroth [148], N. J. Hoff, W. A. Madsen, and J. Mayers [149], R. L. de Neufville and J. J. Connor [150], and others (see also N. J. Hoff [151]). The load-displacement relations are of the type in Fig. 1b, with strong imperfection-sensitivity at the critical point A. The ultimate shape of the buckled shell (Fig. 6) is referred to as Yoshimura pattern [152]. (This shape, together with considerable loading

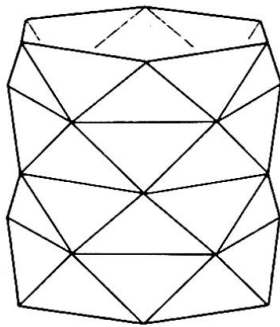


Fig. 6.

capacity of a buckled cylinder, prompted K. Miura's suggestion of a shell structure resembling Yoshimura's pattern [153]). The problem of stiffened and barreled shells is analyzed by J. W. Hutchinson and J. C. Frauenthal [154].

The nonlinear buckling problem and the initial post-buckling behavior of a complete spherical shell has been analyzed by W. T. Koiter [155], who also gives a review and assessment of previous work in this area. The papers by J. R. Fitch [156] and J. R. Fitch and B. Budiansky [157] deal with a similar problem for spherical caps. Ref. [157] clarifies, in particular, the effect of the load distribution, and of the shell thickness, on the type of buckling (bifurcation or snap-through) and on the post-buckling load carrying capacity.

An analysis of the initial post-buckling behavior of the toroidal shell segments has been given by J. W. Hutchinson [158]. The paper by G. A. Greenbaum and D. C. Conroy [159] contains an example of an efficient numerical analysis of a conical shell.

REFERENCES*

1. Preliminary Report and Final Report, 8th Congress, I.A.B.S.E., New York, 1968.
2. G. Winter, Preliminary Publication, 8th Congress, I.A.B.S.E., 101 - 136, 1968.
3. J.B. Scalzi, Preliminary Publication, 8th Congress, I.A.B.S.E., 137 - 155, 1968.
4. Ch. Massonnet, Preliminary Publication, 8th Congress, I.A.B.S.E., 157 - 208, 1968.
5. H. Beer, Final Report, 8th Congress, I.A.B.S.E., 497 - 498, 1968.
6. F.D. Murnaghan, American Journal of Mathematics, 59, 235 - 260, 1937.
7. C. Truesdell, Journal of Rational Mechanics and Analysis, 1, 125 - 300, 1952; 3, 593 - 616, 1954.
8. V.V. Novozhilov, Foundations of the nonlinear theory of elasticity, (in Russian), Moscow, 1948. English transl. Graylock Press, 1953.
9. A.E. Green and W. Zerna, Theoretical Elasticity, Oxford University Press, 1st Edition: 1954, 2nd Edition: 1968.
10. T.C. Doyle and J.L. Ericksen, Advances in Applied Mechanics, 4, 53 - 115, 1956.
11. V.V. Novozhilov, Theory of elasticity, (in Russian), Moscow, 1958.
12. C. Truesdell and R.A. Toupin, Handbuch der Physik, Vol. 3, Part 1, Springer - Verlag, 1960.
13. A.C. Eringer, Nonlinear Theory of Continuous Media, McGraw - Hill Inc. 1962.
14. L.I. Sedov, Introduction to mechanics of continuous media, (in Russian). Moscow, 1962.
15. M.A. Biot, Mechanics of Incremental Deformations, J.Wiley Sons Inc., 1965.
16. A.E. Green and J.E. Adkins, Large Elastic Deformations, Oxford University Press, 1960.

* Listed, whenever feasible, as follows:

Papers: Author's name, Journal or collection, volume number (underlined), pages, year of publication.

Books: Author's name, title, publisher, year of publication.

17. A.E. Green and P.M. Naghdi, *Archive for Rational Mechanics and Analysis*, 18, 251 - 281, 1965.
18. J.G. Oldroyd, *Proceedings, Royal Society of London, Series A*, 200, 523 - 541, 1960.
19. A.M. Freudenthal and H. Geiringer, *Encyclopedia of Physics* (ed. S. Flügge), Vol. 6, Springer-Verlag, 1958.
20. T.H. Lin, *Theory of Inelastic Structures*, J. Wiley & Sons Inc. 1968.
21. Th. von Kármán, *Encyklopädie der mathematischen Wissenschaften*, Vol. 4, p. 438, 1910.
22. S. Timoshenko and S. Woinowsky-Krieger, *Theory of Plates and Shells*, McGraw-Hill, 1959.
23. K. Marguerre, *Proceedings 5th International Congress of Applied Mechanics*, p. 93, 1938.
24. L.H. Donnell, *Transactions, Am. Soc. Mech. Engrs.*, 56, 795 - 806, 1934.
25. J.L. Synge and W.Z. Chien, *Applied Mechanics*, Th. von Kármán Anniversary Volume, California Institute of Technology, 1941.
26. W.Z. Chien, *Quarterly of Applied Mathematics*, 1, 297 - 327, 1943; 2, 120 - 135, 1944.
27. V.S. Vlasov, *Príkladnaia Matematika i Mekhanika*, 8, 109, 1944.
28. A.S. Volmir, *Flexible plates and shells* (in Russian), Moscow, 1956.
29. Kh. M. Mushtari and K.Z. Galimov, *Nonlinear theory of thin elastic shells* (in Russian), Kazan, 1957.
30. J.L. Sanders, Jr., *Quarterly of Applied Mathematics*, 21, 21 - 36, 1963.
31. P.M. Naghdi and R.P. Nordgren, *Quarterly of Applied Mathematics*, 21, 49 - 59, 1963.
32. W.T. Koiter, *On the Nonlinear Theory of Thin Elastic Shells*, Report No. 310, Laboratory of Engineering Mechanics, The Technological University of Delft, 1965.
33. J.H. Argyris, *Proceedings of the Conference on Matrix Methods in Structural Mechanics*, Wright - Patterson Air Force Base, Ohio, 1965.
34. J.H. Argyris, S. Kelsey, and H. Kamel, *AGARDograph 72*, (B. Fraeyi de Veubeke, editor) Pergamon Press, 1964.
35. O.C. Zienkiewicz (in collaboration with Y.K. Cheung) *The Finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics*, McGraw-Hill, 1967.

36. J.S. Przemieniecki, Theory of Matrix Structural Analysis, McGraw-Hill, 1968.
37. J.J. Turner, E.H. Dill, H.C. Martin, and R.J. Melosh, Journal of the Aerospace Sciences, 27, 97 - 106, 1960.
38. H.C. Martin, Proceedings of the Conference on Matrix Methods in Structural Mechanics, Wright - Patterson Air Force Base, Ohio, 1965.
39. R.H. Mallett and P.V. Marcal, Journal of the Structural Division, ASCE, 94, 2081 - 2104, 1968.
40. O.C. Zienkiewicz, Applied Mechanics Reviews, 23, 249 - 256, 1970.
41. R.V. Southwell, Philosophical Transactions, Royal Society of London, A213, 187 - 244, 1913.
42. S.P. Timoshenko, Annales des ponts et chaussée, 1913. (Also: the Collected Papers of S.P. Timoshenko, McGraw-Hill, 1954)
43. G.B. Biezeno and H. Hencky, Proceedings of the Royal Netherlands Academy of Science, 31, p. 569, 1928; 32, p. 444, 1929.
44. E. Trefftz, Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik, 13, 160 - 165, 1933.
45. W.T. Koiter, On the stability of elastic equilibrium (in Dutch) H.J. Paris, Amsterdam, 1945.
46. H. Ziegler, Advances in Applied Mechanics, 351 - 403, 1956.
47. C.E. Pearson, Quarterly of Applied Mathematics, 14, 133 - 144, 1956.
48. R. Hill, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 5, 229 - 241, 1957.
49. S.P. Timoshenko and J.M. Gere, Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill, 1961.
50. F. Bleich (edited by H.H. Bleich), Buckling Strength of Metal Structures, McGraw-Hill, 1952.
51. A. Pflüger, Stabilitäts Probleme der Elastostatik, Springer-Verlag, 1950.
52. C.F. Kollbrunner and M. Meister, Knicken, Springer-Verlag, 1955; Ausbeulen, Springer-Verlag, 1958.
53. G. Gerard, Structural Stability Theory, McGraw-Hill, 1962.
54. A. S. Volmir, Stability of elastic systems (in Russian), Moscow, 1963.
55. M. Gregory, Elastic Instability, E & F.N. Spon Ltd., 1967.
56. H. Ziegler, Principles of Structural Stability, Blaisdell Publ. Co., 1968.
57. R.H. Gallagher and J. Padlog, AIAA Journal, 1, 1437 - 1439, 1963,

58. B.J. Hartz, *Journal of the Structural Division ASCE*, 91, 141 - 157, 1965.
59. Przemieniecki, *Symposium on Structural Stability and Optimization*, Royal Aeronautical Society and Loughborough University of Technology, 1967.
60. R.G. Anderson, B.M. Irons and O.C. Zienkiewicz, *International Journal of Solids and Structures* 4, 1031 - 1055, 1968.
61. R.H. Gallagher and H.T.Y. Yang, *Proceedings, 2nd Conference on Matrix Methods in Structural Mechanics*, Wright - Patterson Air Force Base, Ohio, 1968.
62. G. Herrmann, *Applied Mechanics Reviews*, 20, 103 - 108, 1967.
63. R.T. Shield and A.E. Green, *Archive of Rational Mechanics and Analysis*, 12, 354 - 360, 1963.
64. R.J. Knops and E.W. Wilkes, *International Journal of Engineering Science*, 4, 303 - 329, 1966.
65. A.M. Liapunov, *General Problem of Stability of Motion* (in Russian) Kharkov Mathematical Society, 1892.
66. N.G. Chetaev, *Stability of Motion* (in Russian) Moscow, 1955, English Translation: Pergamon Press, 1961.
67. Hahn, *Theorie und Anwendung der direkten Methode von Ljapunov*, Springer - Verlag, 1959. English translation: Prentice - Hall, Inc., 1963.
68. A.A. Movchan, *Prikladnaya Matematika i Mekhanika*, 23, 483 - 493, 1959. English translation: *PMM*, 24, 686 - 700 (Pergamon Press).
69. A.A. Movchan, *Prikladnaya Matematika i Mekhanika*, 24, 988 - 1001, 1960. English translation: *PMM*, 24, 1506 - 1524, Pergamon Press.
70. A.A. Movchan, *Archiwum Mechaniki Stosowanej*, 15, 650 - 682, 1963.
71. W.T. Koiter, *Proceedings of the Symposium on "Nonlinear Problems"* (edited by R.E. Langer), University Press, 1963.
72. A. Gjelsvik and S.R. Bodner, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 88, 87 - 134, 1962.
73. J.M.T. Thompson, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 11, 13 - 20, 1963.
74. M.J. Sewell, *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 13, 247 - 265, 1965.
75. M.F. Beatty, *Archive for Rational Mechanics and Analysis*, 19, 167 - 188, 1965.
76. B. Budiansky and J.W. Hutchinson, *AIAA Journal*, 4, 1505 - 1510, 1966.
77. J.L. Ericksen, *International Journal of Solids and Structures*, 2, 573 - 580, 1966.

78. A.E. Green, R.J. Knops, and N. Laws, International Journal of Solids and Structures, 4, 555 - 577, 1968.
79. R.J. Knops and L.E. Payne, International Journal of Solids and Structures, 4, 1233 - 1242, 1968.
80. K. Huseyin, International Journal of Solids and Structures, 6, 479 - 487, 1970.
81. K. Huseyin, International Journal of Solids and Structures, 6, 677 - 691, 1970.
82. J.M.T. Thompson, International Journal of Engineering Science, 8, 307 - 313, 1970.
83. L.H. Donnell and C.C. Wan, Journal of Applied Mechanics, 17, 73 - 83, 1950.
84. W.H. Horton and S.C. Durham, International Journal of Solids and Structures, 1, 59 - 72, 1965.
85. J.M.T. Thompson, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 13, 293 - 310, 1965.
86. J. Roorda, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 13, 267 - 280, 1965.
87. J.M.T. Thompson, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 17, 1 - 10, 1969.
88. V.V. Bolotin, Bulletin Academy of Sciences, U.S.S.R., 1958, No. 3, p. 33 - 46. (English translation: NASA Tech. Transl., F-85, 1962).
89. V.V. Bolotin, Statistical methods in structural mechanics, (In Russian), Moscow, 1961.
90. W.E. Boyce, Journal of the Aerospace Sciences, 28, 308 - 312 and 320, 1961.
91. J.M.T. Thompson, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 15, 413 - 417, 1967.
92. B. Budiansky and W.B. Fraser, Journal of Applied Mechanics, 36, 233 - 240, 1969.
93. J.C. Amazigo, Quarterly of Applied Mathematics, 26, 537 - 566, 1969
94. J. Roorda, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 17, 111 - 128, 1969.
95. I.I. Vorovich, Prikladnaya Matematika i Mekhanika 23, 885 - 892, 1959. English translation: PMM, 23, 1263 - 1272, (Pergamon Press).
96. C.B. Biezeno and R. Grammel, Technische Dynamik, (2nd edition) Springer-Verlag, 1953. English translation: Engineering Dynamics, Blackie & Son Ltd., 1954/55. Vols. 1,2,3,4.

97. L.V. Kantorovich and V.I. Krylov, Approximate methods of higher analysis, (in Russian), 3rd Edition, Moscow, 1952. English translation: Interscience Publishers, 1958.
98. H. Kanderer, Nichtlineare Mechanik, Springer - Verlag, 1958.
99. L. Collatz, Funktional Analysis und numerische Mathematik, Springer - Verlag, 1964. English translation: Functional Analysis and Numerical Mathematics, Academic Press, 1966.
100. M.S. Kornishin, Nonlinear problems of the theory of plates and shallow shells and the methods of their solution (in Russian), Moscow, 1964.
101. A.M. Ostrowski, Solution of Equations and Systems of Equations, 2nd Edition, Academic Press, 1966.
102. E. Isaacson and H.B. Keller, Analysis of Numerical Methods, J. Wiley & Sons, 1966.
103. L. Collatz, Eigenwertprobleme und ihre numerische Behandlung, Akademische Verlagsgesellschaft Becker & Erler, 1945.
104. D.K. Faddeev and V.N. Fadееva: Computational methods of linear algebra, (in Russian), English translation: W.H. Freeman, 1963.
105. J.H. Wilkinson, The Algebraic Eigenvalue Problem, Clarendon Press, Oxford, 1965.
106. K.O. Friedrichs and J.J. Stoker, American Journal of Mathematics, 63, 839 - 888, 1941.
107. G.A. Thurston, Journal of Applied Mechanics, 32, 383 - 388, 1965.
108. G.A. Thruston, Journal of Applied Mechanics, 36, 425 - 430, 1969.
109. A.H. Chilver, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 15, 15 - 28, 1967.
110. M.J. Sewell, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 17, 219 - 233, 1969.
111. J.M.T. Thompson, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 17, 1 - 10, 1969.
112. J.M.T. Thompson, Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 18, 29 - 42, 1970.
113. A.D. Kerr and M.T. Soifer, Journal of Applied Mechanics, 36, 775 - 783, 1969.
114. E.F. Masur, Transactions, ASCE, 119, 699 - 712, 1954.
115. R.K. Livesley, The Structural Engineer, 34, 1 - 12, 1956.
116. M.R. Horne, Proceedings, Royal Society of London, Series A, 266, 47 - 67, 1962.
117. M.R. Horne, Progress in Solid Mechanics, 2, 292 - 298, North - Holl: Publishing Co., 1963.

118. S.J. Britvec and A.H. Chilber, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 89, 217 - 255, 1963.
119. S.A. Saafan, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 89, 557 - 579, 1963.
120. F.W. Williams, *Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, 17, 451 - 469, 1964.
121. Th.V. Galambos, G.C. Driscoll, and L. W. Lu, *Final Report, 8th Congress, I.A.B.S.E.*, 517 - 527, 1968.
122. H.L. Schreyer and E.F. Masur, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 89, 1 - 19, 1966.
123. J.D. Renton, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 88, 81 - 103, 1962.
124. R.J. Aguilar and T. - A. Huang, *Space Structures* (ed. R.M. Davies), 459 - 470, J. Wiley & Sons, 1967.
125. S.J. Britvec, *Space Structures* (ed. R.M. Davies), 471 - 484, J. Wiley & Sons, 1967.
126. S.S. Tezcan and B. Ovunc, *Space Structures* (ed. R.M. Davies), pp. 491 - 501, J. Wiley & Sons, 1967.
127. J.J. Connor, Jr., R.D. Logcher, and S.-C. Chan, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 94, 1525 - 1547, 1968.
128. G. Lobel, *Zeitschrift für angewandte Mathematik und Mechanik*, 34, 25 - 46, 1963.
129. C.N. Kerr, *Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics*, 17, 23 - 28, 1964.
130. S.-L. Lee, F.S. Manuel, and E.C. Rossow, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 94, 521 - 547, 1968.
131. O. Steinhardt and H. Beer, *Preliminary Publication, 8th Congress, I.A.B.S.E.*, 209 - 259, 1968.
132. A. van der Neut, *Post-buckling Behaviour of Structures, AGARD, Research Report 60*, 1956.
133. A.H. Chilver (editor), *Thin-Walled Structures*, J. Wiley & Sons, 1967.
134. K.C. Rokey and H.V. Hill (editors) *Thin-Walled Steel Structures*. Gordon and Breach Science Publishers, 1969.
135. W.J. Supple and A.H. Chilver, *Elastic Post-Buckling of Compressed Rectangular Flat Plates*, pp. 136 - 152 in [133].
136. A.C. Walker, *Flat Rectangular Plates Subjected to a Linearly-Varying Edge Compressive Loading*, pp. 208 - 247 in [133].
137. J.B. Dwight and A.T. Ractliffe, *The Strength of Thin Plates in Compression*, pp. 3 - 34 in [134].

138. T.R. Graves Smith, The Ultimate Strength of Locally Buckled Columns of Arbitrary Length, pp. 35 - 60 in [134].
139. J.B. Dwight and K.E. Moxham, The Structural Engineer, 47, 49 - 66, 1969.
140. K.R. Rushton, International Journal of Mechanical Sciences, 11, 461 - 480, 1969.
141. K. Klöppel and B. Unger, Der Stahlbau, 38, 289 - 299, 1969, 39, 115 - 123, 1970.
142. D.W. Murray and E.L. Wilson, Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 95, 143 - 165, 1969.
143. D.W. Murray and E.L. Wilson, AIAA Journal, 7, 1915 - 1920, 1969.
144. I.M. Levi and N.J. Hoff, Ingenieur - Archiv, 38, 329 - 342, 1969.
145. Y.C. Fung and E.E. Sechler, Structural Mechanics, (J.N. Goodier and N.J. Hoff, editors), pp. 115 - 168, Pergamon Press, 1960.
146. Th. v. Kármán and H.S. Tsien, Journal of the Aeronautical Sciences, 8, 303 - 312, 1941.
147. W.T. Koiter, Proceedings of the Royal Netherlands Academy of Science, B66, 265 - 79, 1963.
148. B.O. Almroth, AIAA Journal, 1, 630 - 633, 1963.
149. N.J. Hoff, W.A. Madsen and J. Mayers, AIAA Journal, 4, 126 - 133, 1966.
150. R.L. de Neufville and J.J. Connor, Jr., Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, 94, 585 - 603, 1968.
151. N.J. Hoff, Astronautics and Aeronautics, 5, 26 - 45, 1967.
152. Y. Yoshimura, On the Mechanism of a Circular Cylindrical Shell under Axial Compression, NACA, TM 1390, 1955.
153. K. Miura, Proposition of Pseudo - Cylindrical Concave Polyhedral Shells, ISAS Report No.442. University of Tokyo, 1969.
154. J.W. Hutchinson and J.C. Frauenthal, Journal of Applied Mechanics, 36, 784 - 790, 1969.
155. W.T. Koiter, Proceedings of the Royal Netherlands Academy of Sciences, B72, 40 - 123, 1969.
156. J.R. Fitch, International Journal of Solids and Structures, 4, 421 - 466, 1968.
157. J.R. Fitch and B. Budiansky, AIAA Journal, 8, 686 - 693, 1970.
158. J.W. Hutchinson, International Journal of Solids and Structures 3, 97 - 115, 1967.
159. G.A. Greenbaum and D.C. Conroy, AIAA Journal, 8, 700 - 707, 1970.

SUMMARY

This report reviews the problems related to the analysis of post-critical behavior of structures, including formulation of the basic equations, methods of their solution, and criteria of stability. Recent applications to trusses, frames, plates and shells are outlined.

RÉSUMÉ

Ce rapport traite de l'analyse du comportement post-critique des structures, avec formulation des équations fondamentales, les méthodes de leur résolution et les critères de stabilité. On présente aussi les applications récentes aux treillis, aux cadres, aux plaques et aux voiles.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Bericht behandelt die Probleme der Berechnung des überkritischen Verhaltens von Tragwerken, einschliesslich die Formulierung von Grundgleichungen, der Methode ihrer Lösung, und der Stabilitätskriterien. Neue Anwendungen auf Stabwerke, Platten und Schalen sind beschrieben.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIa

Interaction of different Materials

Interaction de matériaux différents

Wechselwirkung zwischen verschiedenen Materialien

C.F. MCDEVITT

I.M. VIEST

Bethlehem Steel Corporation
Bethlehem, Pa., U.S.A.

This preliminary report outlines the present state of the art of combining steel with other materials to form useful structural components. Its purpose is to delineate the topic for participants in the discussion. Hopefully, the contributions to the prepared and free discussions together with this report will provide an authoritative worldwide survey of the topic as of 1972.

Because of the broad nature of the topic, the report relies heavily on former summaries that are readily available and is supplemented by a substantial, although by no means exhaustive, bibliography. The great predominance of English references reflects the authors' area of familiarity. The authors would welcome contributions that would correct this deficiency.

The topic is divided into seven subtopics: composite steel-concrete beams, concrete encased steel beams, steel-concrete columns, hybrid beams, prestressed steel beams, composite plate components and cable-stayed bridges. While the contributions should be generally limited to these seven subtopics, examples of promising new combinations of steel with other materials in the form of structural components will be, of course, welcome.

Finally, the authors realize that in a paper of this broad nature there must be errors and omissions of important facts. They would, therefore, welcome any corrections and supplements as well as contributions based on new developments.

COMPOSITE STEEL CONCRETE BEAMS

Only beams with mechanical connectors will be included in this discussion.

In 1921, Julius Kahn of Detroit applied for a patent on composite beams in which the natural bond between the rolled steel beam and the concrete encasement was augmented by shearing prongs in the edges of the top flange of the rolled section and bending them upward to project into the slab. This was probably the birth of the mechanical shear connector which, as it turned out later, became an essential component of the composite beam as we know it today. A number of experimental studies carried out during the 20's and early 30's, some of which were discussed at the First IABSE Congress (1), were soon supplemented by a number of practical applications (2) (3) (4) (5) although some designers of the early bridges with shear connectors, like the George Washington Bridge in New York, did not count on composite action (6). The continued use of composite bridge construction in the United States led to the adoption of general specification provisions for this type of design in 1944 and to further intensive research which culminated in the development of practical design rules for shear connectors. This, combined with the introduction of the stud shear connector in the middle 50's, provided such a stimulus that by the end of the decade composite design became an everyday technique in the field of bridges.

The developments in the building field lagged considerably behind. Even though the literature contains a few earlier examples, the beginnings of a systematic and continuous application of composite design to buildings in the United States may be traced to the late 50's (7) (8) and a widespread use of the method came only in the 60's after the codification of design rules in 1961. Today, composite construction is an indispensable tool of the structural engineer. In bridge work, it is the major technique for medium spans and in buildings it is one of the primary structural systems for multistory construction.

Considerable body of research information has accumulated over the years. The following discussion will be concerned primarily with the developments of the past decade. For a review of investigations carried out prior to 1960 the reader is referred to an earlier paper by Viest (9) and to a somewhat more limited survey of the period 1940-1966 by Davies (10). An excellent discussion of the behavior of a simple composite section and of shear connectors was presented by Chapman (11).

Shear Connectors

While composite beams with mechanical connectors came into use in the 1930's, definite rules for the design of connectors appeared in widely used specifications only in the middle of the 1950's (12) (13). They were based primarily on static tests and were quite conservative so that there was no need for a separate consideration of fatigue.

The American bridge specifications (13) and, later, the tentative recommendations for buildings of the Joint ASCE-ACI Committee on Composite Construction (14) based the design of connectors on the concept of limiting the slip between the slab and the beam. However, extensive tests of push-out specimens and composite beams carried out at Lehigh University in the late 50's (15) showed that such a limitation was unnecessary: composite beams developed the

full flexural capacity of the cross section as long as the sum of the ultimate strengths of the individual connectors was at least equal to the total horizontal shear. On the basis of these studies, the design of connectors was based on their ultimate strength and substantially higher allowable loads for connectors were adopted by the AISC Specification in 1961 (16). Extensive studies of connectors were also carried out at Imperial College at the University of London (17) (18) during the late 50's and early 60's. These studies led to essentially the same conclusions as the work at Lehigh University and formed the basis for the British Standard Code of Practice for composite building design CP117: Part 1 (19). Both the American and the British specifications permitted uniform spacing of connectors because tests had shown plastic redistribution of forces among the connectors prior to their failure.

All of the studies which led to the adoption of the new design rules were based on tests conducted with normal weight concrete. This limitation was expressed clearly in the 1963 edition of the AISC Specification (20) which referred to "concrete made with ASTM C33 aggregates". No design rules were available for connectors embedded in lightweight aggregate concrete. An early recognition of the need to provide information in this area led to experimental investigations first at the University of Colorado (21) and later at the University of Missouri (22) (23) and Lehigh University where commercial tests were conducted on a number of proprietary products. These early studies were generally limited in scope. They not only did not show any clear trends but also appeared to lead occasionally to contradictory results. A more systematic series of tests of small scale beams in Australia (24) indicated a decrease of connector strength for specimens with lightweight concrete. To resolve the problem, two systematic studies were initiated in 1968, one at Lehigh University and the other at the University of Missouri. The results (25) (26) have shown conclusively that the strength of shear connectors in lightweight aggregate concrete is lower than the strength of connectors in concrete made with normal weight aggregate. A formula has been developed for estimating the strength as a function of the strength of concrete, stud area and the modulus of elasticity of concrete (25).

In order to be able to utilize in the design of bridges the improved knowledge regarding the static strength of connectors, researchers on both sides of the Atlantic set out to examine fatigue strength of shear connectors. Initial tests at Lehigh University (27), carried out principally on push-out specimens, were followed by a series of small-scale beam tests (28) and by tests of seven full-size beams, each thirty-six feet long, at the University of Texas (29). These American studies were completed with a comprehensive series of push-out tests at Lehigh University (30) that resulted in a design procedure adopted by the AASHTO Bridge Committee in 1967 (31). The procedure was noteworthy for its simplicity. It based fatigue design on the concept of stress range, that is the difference between the maximum and minimum stress rather than on the common engineering concept of stress ratio. The concept of stress range not only simplified the design but also led to uniform spacing of connectors, a feature particularly desirable from the standpoint of fabrication.

The work in the United States was concerned principally with stud shear connectors. Only a limited effort was devoted to

channels. On the other hand, British fatigue studies involved three types of connectors: studs, channels and rigid bars with hooks (32) (33) (34) (35). Their work also came to a successful conclusion in 1967 by the adoption of design rules for composite bridges CP117: Part 2 (36).

Numerous additional studies of both the static and fatigue strength of connectors have been completed or are still in progress. A considerable effort is being channeled into the study of fatigue strength of connectors in the negative moment regions of continuous beams (35) (37). The effect of the thickness of beam flange on the strengths of stud connectors was investigated by Goble (38) who found that for flange thicknesses less than about 0.4 times the stud diameter, the strength of the joint depends on the thickness of the flange. The effect of welded studs on fatigue strength of the tension flange was studied at the University of Illinois (39). The research teams at Imperial College (18) and the University of Missouri (40) contributed studies of the effect of a concrete haunch on the strength of connectors. Robinson and Fisher addressed themselves to the problem of the design of connectors placed in the troughs of a corrugated metal deck (41) (42). Numerous investigators in various parts of the world have recently investigated methods of connecting precast slabs to the steel beams (43) (44) (45). Investigations of the replacement of mechanical connectors with epoxy adhesives were studied both in the laboratories (46) (47) and in the field (47). Gogoi (48) and Toprac (49) found that the so-called checkerèd plate, that is a plate with rolled-in protrusions developed to produce a slip-resistant surface, is not particularly effective as a shear connection.

Beams

While the elastic behavior of composite beams was well established by the end of the 1950's and, furthermore, adequate theories were available at that time for computing the ultimate flexural strength of a composite beam with complete interaction, the post-elastic behavior needed further studies. Considerable progress was made during the past 10 years through extensive investigations carried out primarily at Lehigh University, Imperial College, the University of Missouri and Cambridge University.

Among the numerous studies concerned with ultimate strength, one of the most significant new contributions to the knowledge was the development of a theory of the ultimate strength of beams with inadequate shear connection (15). While in itself this theory was of limited practical usefulness, it established the lowest number of shear connectors necessary to develop fully the flexural strength of the beam cross-section and thus provided a rational basis for the design of connectors. This, and the adoption in Great Britain of a purely ultimate strength procedure for the design of composite beams for buildings (19), represent the most significant practical impact of the improved knowledge of the strength and behavior of composite beams.

Systematic investigations of the behavior of composite beams at all loads up to failure were made possible by the development of inelastic analyses at the University of Illinois (50) (53),

University of Missouri (51) and Imperial College (52). The analyses were based on the following assumptions:

1. Strains in the slab and beam are distributed linearly.
2. Deflections of the slab and beam are equal at all points along the span.
3. Concrete has no tensile strength.
4. Compression stress-strain relationship of concrete is trapezoidal.
5. Stress-strain relationship for steel is either trapezoidal (50) (51) or bilinear with the slope of both lines larger than zero (52).
6. Slab and beams are interconnected with either discrete shear connectors (50) (51) or a continuous shear connection (52).
7. The load-slip relationship, obtained by fitting the results of push-out tests, is either a smooth curve (51) (52) or a three-sided polynomial (50).

All three analyses were programmed for computer solutions and their results were found to be in reasonable agreement with the results of tests of composite beams. The investigators at Imperial College used their program to study the effects of a large number of variables on the behavior of composite beams; the results (52) were used to prepare the British Code of Practice CP117: Part 1 (19). The Missouri program was utilized in studies of the behavior of composite beams with lightweight aggregate concrete (26).

All of the above described studies of beams were concerned with simple spans. Substantial studies of continuous beams were carried out in England (54) (55) (56) and in the United States (57). All of them reached the conclusion that continuous composite beams with longitudinal reinforcement in the region of negative moments can be analyzed adequately by simple plastic theory. However, they warned that there is a need for adequate transverse reinforcement in the slab and that further studies are needed of compression flange buckling at the interior support.

Among the numerous other studies of composite beams, Barnard (58) investigated the effect of the shape of the stress block on the ultimate flexural capacity of composite beams; Mackey and Wong (59), Lee (60), Severn (61) and Adekola (62) studied the effective slab width; Manus (63) addressed himself to the strength of composite beams in torsion; Zuk (64) and Berwanger (65) reported on studies of thermal and shrinkage effects; and Daniels and Fisher (66) reported on tests of composite beams with simulated moving loads. Finally, prestressing of slabs in the negative moment regions has received considerable attention (44) (67).

Other Types of Steel Section

Occasionally, steel beams other than the customary rolled and welded shapes have been used compositely with the slab. Open-web

joists, castellated beams and inverted T-beams fall into this category.

The first recorded tests of composite open-web joists were made by Lembeck in 1965 at Washington University in St. Louis (68). The web bars of these joists were extended above the compression cord into the slab to serve as shear connectors. Further tests were made by Wang and Kaley (69) who tested open-web joists with a concrete slab keyed into a top cord formed into a dovetail-shaped trough. The third series of tests was carried out at Washington University by Tide and Galambos (70) on specimens with 3/8" diameter stud shear connectors. In all of these tests a high degree of interaction was observed, but the three series were too limited to permit any general conclusions. The work at Washington University is being continued for the purpose of developing general design recommendations, since open-web joists are used extensively in multi-story buildings.

Encased composite castellated beams were tested by Wong at Imperial College in 1957 (71), where it was found that reinforced encasement strengthened the webs of castellated sections. Encased composite castellated beams were used in the construction of the mechanical engineering laboratory building at Imperial College of the University of London (72); castellated composite beams were used in a three-span continuous bridge over the Mongaturanga River in New Zealand. In a 21-story office building in Seattle (73), reinforcing bars were welded to the top flanges of the castellated beams and then bent up to act as shear connectors. Larnach and Park (74) tested castellated composite beams with spiral shear connectors. Giriyappa (73) developed a simplified method of analyzing castellated composite beams that appears to be satisfactory for design purposes and tested two hybrid castellated composite beams with the bottom portions of the beams made of A441 steel and the top portions of A36 steel.

Inverted T-sections with the top few inches of the web embedded in the concrete slab and connected to the slab through stud shear connectors were used in tests of composite beams at the University of Texas (49) (75). Similar steel sections were used by McDermott, who tested prefabricated simple span bridge units (76) (77). Inverted T-sections were used in the construction of a 140 foot long, two-span continuous bridge in Kansas (78) (79).

CONCRETE ENCASED STEEL BEAMS

Composite steel I-beams encased in concrete may be classified into three categories: infilled beams, partially encased beams and fully encased beams. Infilled beams are steel I-beams transformed into rectangular sections by filling with concrete the spaces between their flanges on both sides of the web. They have been used in research studies (80) (81). Partially encased steel I-beams, i.e., beams with their top flanges embedded in concrete, were tested in the 1930's (9) but soon were made obsolete by the more efficient composite beams with mechanical connectors. Hawkins (82) recently tested a partially encased beam and concluded that the increase in

strength and stiffness due to bond is unreliable because lateral shrinkage can markedly reduce bond strength. Thus, only fully encased beams - now normally referred to as encased beams - are still used in buildings, usually for architectural and rarely for fire-protection purposes. Even this use of fully encased beams is declining because of availability of more economical fireproofing systems.

The first test of a composite, fully encased beam made in Canada in 1923 was followed by tests in England, United States and Continental Europe. For a review of these and later tests, the reader is referred to Viest (9) and Shanmuganayagam (80). The early investigators attempted to determine the bond strength, since at working loads the interaction between the steel beam and the surrounding concrete resulted from natural bond between the two materials. However, the reported values varied widely (83) and no satisfactory direct answer was found.

Accordingly, the code-writing bodies were forced to follow an indirect approach. Both the 1965 British Code of Practice CP117: Part 1 (19) and the American 1969 AISC Specification (84) allow a fully encased beam without shear connectors to be designed as a composite beam using the ordinary elastic procedures - but the encasement must meet certain specific requirements that are believed to assure a satisfactory bond. The allowable bending stress is the same as the allowable stress for a steel beam without encasement. The British code makes allowances taking into consideration the stiffening effect of the concrete. The American specifications consider the steel beams as "compact" regardless of the dimensions of the steel sections. As for encasement requirements, both codes require complete, properly reinforced encasement although they differ in a number of specific details.

The AISC Specification also permits an alternate design procedure: the steel beam may be assumed to carry all live and dead loads at an allowable bending stress in excess of that permitted for bare steel beams. This alternate procedure, while not entirely rational, is based on a common engineering practice (85) and has simplicity as its principal advantage.

After a lapse of two decades, during which practically all research on composite beams was directed toward beams with mechanical connectors, the 1960's brought renewed interest in research on encased composite beams. The work included studies of stability and ultimate strength. Procter directed his attention to the questions of stability. His theoretical (86) and experimental (87) work on lateral-torsional stability showed that the encasement increases the rigidity of the beam to such an extent that there is little possibility of failure due to lateral-torsional instability. His experiments (81) led also to the finding that encasement substantially increases the shear capacity of beams without web stiffeners. His tests on encased beam-to-column connections (81) showed that the encasement had little effect on the strength of a beam connection to a column flange, but greatly increased the strength of a beam connection to a column web.

Shanmuganayagam (80) and Varghese, Radhakrishnan and Parmasivam (88) directed their attention toward the development of ultimate

strength equations for beams encased in normal weight concrete. Naghshineh and Bannister (89) tested beams encased in lightweight aggregate concrete and concluded that the behavior of simple span beams can be predicted adequately by the ordinary elastic theory based on a cracked section. They also found that all continuous beams failed due to shear after some moment redistribution had occurred. Wide shear cracks were observed on each side of the intermediate support. The effect of shear on the ultimate strength of encased beams was studied further by Shanmuganayagam (80) and Johnson (83), who reviewed earlier tests of simply supported beams by Wong (90), Shanmuganayagam (80) and a number of other researchers, and found that shear failure was present in all but one test. Johnson concluded that because of considerable uncertainty regarding the bond strength, any practical ultimate strength equations for encased beams must be based on their behavior after both bond failure and concrete cracking had occurred. On the other hand, Hawkins (82) concluded that the design of encased beams is best based on the moment at bond failure. Thus, it appears that the question of predicting the strength of a concrete encased steel beam remains unresolved and the ordinary elastic procedure required by the British and American codes is presently the best available method of design.

STEEL-CONCRETE COLUMNS

Three types of steel-concrete columns will be discussed: composite columns in which the steel column is connected to the adjacent wall in such a manner as to assure composite action between the wall and the column, concrete encased steel columns and concrete filled steel tubes. All three types have been used in buildings, although only the latter two can be considered common.

Composite Columns

Just as slabs supported on steel beams present an opportunity to realize economies through utilization of composite action between these two elements, a similar opportunity also exists with respect to walls and adjacent steel columns. Although this was pointed out by Ros (91) in 1934 when he reported on tests of four composite columns, the concept has not made much headway. It has been revived recently by Gwylon (92) who proposed to utilize the end walls as wind bracing by connecting them to the steel columns with mechanical connectors. Furthermore, the current studies of the effect of cladding (93) on the stiffness and strength of the steel frame are likely to lead to the exploitation of this potential source of economy.

Concrete Encased Steel Columns

Encasing structural steel columns in concrete to increase their fire resistance became a widespread practice early in this century but the increase in stiffness and strength of the column resulting from the encasement was not taken into consideration until some years later.

The first tests of encased steel columns were made in 1908 by Burr in New York who observed that concrete encasement caused a considerable increase in strength. These, as well as other early

tests, were referred to by Stevens (94) and summarized by Laredo and Bard (95). Made on relatively short columns loaded axially, they showed that the load capacity of an encased column was equal to the sum of strengths of the steel and the effective concrete sections. None of the early tests were made on eccentrically loaded columns and this was reflected in the code provisions. To this day, the ACI Building Code (96) requirements for encased columns are limited to axial loads. In Great Britain, the 1948 edition of British Standard BS449 (97) was the first to recognize the increased column stiffness by permitting an increase in the least radius of gyration for an encased column. The 1959 edition recognized the increased strength of encased columns by permitting the design assumption that the concrete carries load over its entire cross section.

The beginnings of modern research on encased columns may be traced to Stevens (94) who summarized the results of tests of axially and eccentrically loaded encased columns made at the Building Research Station in Great Britain. Most of the 35 axially loaded columns were encased in normal weight concrete, but some were encased in lightweight concrete. The type of concrete, whether normal or lightweight, had no effect on the strength of the column. Three modes of failure were observed: crushing of concrete and yielding of steel in compression near the top of the column for slenderness ratios less than 60, crushing of concrete on one face near the middle of the column for slenderness ratios between 60 and 120, and failure due to tensile cracking on one face of the column for slenderness ratios greater than 120. Stevens concluded that the behavior of axially loaded encased columns is similar to that of reinforced concrete columns.

Twenty-four encased columns were eccentrically loaded in such a way as to cause bending about the minor axis. The behavior and failure modes of these columns were again similar to those observed for reinforced concrete columns. On the basis of these tests, Stevens suggested formulas and rules for the design of encased columns and compared his proposals with the procedures then prescribed by the British codes BS449 for steel (97) and CP114 for concrete (98).

Additional tests of encased columns were reported by Jones and Rizk (99), who investigated the effect of longitudinal and lateral reinforcement in the concrete encasement and the effect of slenderness on the behavior and strength of axially loaded columns; and by Procter (100) who investigated the possibility of lateral-torsional failure in eccentrically loaded columns. Wanatabe in Japan, and Laredo and Bard in France (95) studied the question of bond between the steel section and the encasement and found no weakness in this regard.

Further studies were concerned primarily with analytical developments. Bondale (101) presented a rigorous treatment of column stability and compared it with the results of tests of 16 encased columns. A good correlation was found between the experiments and the theory. In 1967, Basu (102) reported the development at Imperial College of a computer program for calculation of the ultimate loads of eccentrically loaded rectangular columns based on classic theory of inelastic column buckling. Again, good agreement was observed between the failure loads predicted by the computer

program and the results of 30 tests of encased columns made at the Building Research Station and at Imperial College. One year later, Basu and Hill (103) reported the development of a new computer program based on the actual equilibrium shape of the deflected column rather than on the assumed cosine wave assumption of the deflection shape used in the earlier program. Furthermore, the new program was applicable to columns with unequal eccentricities at each of their ends. The differences between the loads computed with these two programs were found to be small and it was concluded that the earlier simpler program was sufficiently accurate for practical purposes.

Another computer program for calculating the ultimate load carrying capacity of axially and eccentrically loaded columns was developed by Roderick and Rodgers (104) from three basic assumptions: that plane sections remain plane, that there is no slip between the concrete and the steel, and that the concrete cracks and carries no load when it is subjected to tension. Roderick and Rodgers compared their computer solutions with the results of full-size tests reported by Stevens (94) and small-scale column tests made by the authors at the University of Sydney.

It would seem then that the data and the tools necessary for the development of improved design methods for concrete encased steel columns are available and that improvements of code provisions are in order.

Concrete Filled Steel Tubes

Most of the concrete filled steel tubes that were used at the beginning of this century were made with circular tubes. Square and rectangular tubing entered the market relatively recently. This has been reflected in research; most of the tests have been made on columns of circular cross section.

The experimental and theoretical work on concrete filled steel tubes carried out prior to 1967 was reviewed by Gardner and Jacobson (105). They developed equations for predicting the ultimate axial load carrying capacity of short columns and estimated buckling loads of long columns by the tangent modulus method. They also made a limited investigation of the effects of various end conditions. Gardner and Jacobson compared their results with allowable loads calculated using the formula given in the 1963 ACI Building Code and concluded that the magnitudes of loads allowed by this code should be reexamined for slenderness ratios less than 60 to take advantage of the increased strength offered by high yield strength steels. A test series of concrete filled spirally welded steel tubes loaded axially was reported by Gardner in 1968 (106). The strengths of these columns were found to be similar to those of columns made with seamless pipe. Extensive studies of concrete filled steel tubes of both circular and square cross sections were reported by Furlong in two papers (107) (108). On the basis of 52 tests, Furlong developed an interaction equation for combined axial load and bending moment. On the basis of his tests and tests reported by Kloppel and Goder, by Sims and Salani, and by the U. S. National Bureau of Standards, Furlong proposed design equations that have been included in the 1970 draft of the ACI Building Code (109).

Further analytical work was reported in 1969 by Neogi, Sen and Chapman (110) who developed a computer program for predicting the maximum loads of axially loaded straight columns by the tangent modulus approach and for predicting the load deflection curves and the maximum loads for eccentrically loaded concrete filled tubular columns of both circular and rectangular cross sections. They compared the analytical predictions with the results of tests carried out at Imperial College and tests made by Kato and Kanatani in Japan and concluded that the program, based on uniaxial strength of concrete, is conservative for shorter columns but quite accurate for circular columns with length-to-depth ratios of 15 or more.

The structural response of concrete filled tubular columns seems to be well in hand. However, it appears that additional information may be needed on their fire resistance. The Lally Company, which has been manufacturing concrete filled tubular columns for about 60 years, reports that the fire resistance of an unprotected steel tube filled with concrete is about 3 to 4 times as high as that of the steel tube alone (105). On the other hand, Furlong (107) reported that Professor Kordina who conducted fire tests in Germany has warned that entrapped moisture can cause the steel shell of the concrete filled tube to explode during a fire. And finally, Neogi, Sen and Chapman (110) recently pointed out that the degree of fire resistance of concrete filled tubes has not yet been established and that the possibility of tubes bursting due to freezing should also be investigated.

HYBRID BEAMS

A hybrid beam is defined as a fabricated beam which has a stronger grade of steel in its flanges than in its web. Its behavior differs from that of a homogeneous steel beam of the same dimensions in that yielding starts in the web rather than in the flanges and its plastic moment capacity is lower. However, the yielding of the web alone does not result in large permanent deformations and the strength differential is small in relation to the differential between the yield points of the web and flange steels.

While steels of different yield strengths have been used in the same girder for several decades, the concept of a hybrid beam was developed only in the middle fifties. The term "hybrid beam" was advanced by Haaijer (111), who wrote the following in 1961:

"It is intuitively obvious...that the higher strength steels will be more effective in the flanges than in the web. Hybrid steel beams constructed by welding higher strength steel flanges to lower strength steel webs should, therefore, be more economical."

The development of the concept was followed by several research studies carried out principally by Professor Toprac at the University of Texas and by Schilling at the Monroeville laboratories of the United States Steel Corporation. The studies culminated in design recommendations published in 1968 as the report of a subcommittee of the Joint ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members (112).

The report summarized the work completed as of that date and referred to 32 principal papers published on the subject. There was sufficient theoretical and experimental information available from these papers and from unpublished results of research in progress for the subcommittee to develop conservative guidelines for the design of symmetrical noncomposite hybrid beams and for the design of composite beams formed by connecting a reinforced concrete slab to the top flange of a hybrid steel section.

The subcommittee concluded that composite and noncomposite hybrid beams can be designed efficiently using an allowable flange stress based on the moment required to initiate flange yielding. This allowable flange stress is a function of the beam dimensions and the ratio of the yield strengths of the two steels, and is slightly lower than the allowable stress normally used for the flange steel. Milek (113) has indicated that this reduction would be about 7% for plate girders of average proportions which have ASTM A-514 flanges (100 ksi) and ASTM A-36 webs (36 ksi). The bending stress in the web does not have to be checked when this reduced allowable flange stress is used. However, the shear stress in the web must be limited to the normal allowable stress for the web steel. The suggested allowable width-to-thickness ratios and stiffener requirements were generally the same as the AISC and AASHTO provisions for homogeneous beams and girders. The available fatigue data indicated that these hybrid beams can generally be designed for fatigue as if they were made entirely of the grade of steel used in the flanges.

The report also pointed out some problem areas where more research work would be helpful, including plastic design, lateral buckling and tension field action.

A number of additional papers (114) (115) (116) (117) reporting the results of research have been published since the issuance of the Joint Committee report. Schilling (114) published the detailed studies which resulted in the design equation for the reduced allowable flange stress used in the Joint Committee report. Carskaddan (115) reported on theoretical and experimental studies aimed at determining the maximum acceptable slenderness ratios for unstiffened webs. Lew, Natarajan and Toprac (116) reported the results of extensive static tests carried out at the University of Texas over a number of years. The results of fatigue tests of some fifty hybrid girders carried out at the same institution are now being made ready for publication. Finally, Carskaddan reported in 1969 (117) on the effect of bending stresses on the maximum permissible web slenderness of vertically stiffened webs.

The Joint Committee report led quickly to the adoption of design specifications for highway bridges and for buildings: The American Association of State Highway Officials adopted provisions for both noncomposite and composite hybrid girders in 1969 (118) and the American Institute of Steel Construction adopted provisions for noncomposite hybrid plate girders in 1969 (84). Simultaneously, designers started using the hybrid concept in the design of various steel structures, particularly for highway bridges. Some of them are now in use and more are under construction. One of the hybrid girder bridges, designed by the Texas State Highway Department, was among the winners in the 1970 Award Program of the Lincoln Arc

Welding Foundation. The structure included three-span continuous, 360 feet long, hybrid girders with A-441 flanges (50 ksi) and A-36 webs (36 ksi).

Milek (113) discussed the changes in the AISC Specification and the way they affected plate girder design. He pointed out that under the 1969 AISC Specification, a designer has the option of designing a plate girder either as a hybrid beam or as a homogeneous girder having a thin web which is designed utilizing tension field action. Another discussion of current design methods and trends in the analysis and design of large, thin-web plate girders and hybrid beams was published by Massonnet (119). Further studies of hybrid beams under repeated loads are reported to be underway in Japan (120). However, it appears that up to now the practical applications of hybrid beams and girders have been limited to those in the United States.

PRESTRESSED STEEL COMPONENTS

For the purposes of this discussion, prestressed steel components are divided into three categories: components prestressed with high strength tendons, hybrid beams prestressed internally and Preflex beams. This classification originated in a report titled "Development and Use of Prestressed Steel Flexural Members" prepared by a subcommittee of the Joint ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members and published in 1968 (121). The report, documented with 46 references, summarizes the subject of prestressed steel components and needs no further amplification at this time. Therefore, this discussion is limited to certain general remarks and simple descriptions of these three categories. The descriptions were taken from the above report.

The general subject of prestressed steel has been covered in a comprehensive treatise by Ferjencik and Tochacek (122), published in 1966. The book includes a worldwide survey of the state of the art, a thorough classification of prestressed steel, design methods based on limit states and a wealth of practical details. Two items are of particular interest in this discussion: (a) most of the examples of practical applications indicate that prestressing is used more for the overall structure than for individual components and (b) prestressed steel has been getting considerable attention in the Soviet Union in both the areas of research studies and practical applications.

The more limited subject of prestressed steel bridges was discussed at the Seventh Congress of IABSE. It attracted four papers which dealt with strengthening old bridges (123), an experimental investigation of continuous beams (124), examples of recently completed structures (125) and structural safety (126).

It may be noted that even though several noteworthy structures have been built with prestressed components during the past twenty years and although their design does not seem to be handicapped by any substantial gaps in technical knowledge, the use of prestressed steel components has been limited. This lack of market penetration

suggests that prestressed steel components usually do not offer an economic advantage.

The two basic methods available for prestressing steel components with high strength steel tendons can be illustrated by means of simply supported I-beams. In one method, the tendons are placed below the centroid of the beam and are attached to the beam at its ends. In this case a constant prestressing force results. The second method is to attach the tendons at the centroid of the beam above the two supports and drape the tendons by providing hold-downs below the centroid at locations between the supports. In this case a variable eccentricity results. Numerous variations and combinations of these two methods have been used for beams, girders, trusses, frames and arches. High strength wires, cables, ropes and bars have been used as tendons. Steel components prestressed with tendons have been used for bridges, crane runways, roofs and other structures. They appear to be the most commonly used prestressed components.

The basic principle of internally prestressing hybrid beams involves the application of tension to a high strength cover plate to induce favorable prestress into the remaining portion of the beam which is made out of an ordinary grade of structural steel. There are two possible ways of prestressing hybrid beams. One is by applying a direct tensile force to a high strength plate, which is welded while under stress, to an unstressed T or I section. The second method is to deflect a structural steel I-beam and weld high strength cover plates to the flanges of the beam while the beam is in the deflected position. In both methods the release of the external load results in the desired prestress. The principal advantage of such prestressing is that it permits a more efficient use of hybrid sections within the limitations established by codes and specifications for the elastic design of homogeneous members. However, the more liberal design method for hybrid beams which was described in the preceding section of this report is likely to make prestressed hybrid beams uneconomical. Beams prestressed by this technique were used in a highway bridge built in 1962 (127). The authors are not aware of any other applications.

In a Preflex beam, the bottom flange of a steel section is encased in concrete subjected to permanent compressive stress. During fabrication, a rolled or welded high strength steel I-beam is deflected in the direction of design load application. The intensities of the deflecting forces are high enough to produce stresses at least equal to the maximum design stresses. Prior to predeflection, the steel beam is cambered and shear connectors are welded to the tension flange. While the steel core is maintained in the deflected position, the tension flange is embedded in high strength concrete. After the concrete on the tension flange has cured, it is precompressed by releasing the external loads. Preflex beams are transported and erected similarly to steel beams. Their webs and top flanges are encased in concrete cast monolithically with the floor slab. This predeflecting technique has been used since the early 1950's, particularly in Belgium where Preflex beams were developed as a proprietary product (128). The technique makes it possible to use concrete encased high strength steel beams in cases where deflection or cracking of the concrete would be excessive. Preflex beams have been used primarily in structures where shallow construction depths were required.

COMPOSITE PLATE COMPONENTS

Three types of composite plate components are of interest in this discussion: composite concrete-steel plates, composite form-reinforced concrete slabs and sandwich panels.

Composite Concrete-Steel Plates

Composite concrete-steel plates have been used in a number of specialized applications, such as storage tanks, pressure vessels and blast resistant hatch covers. They have also been used as composite liners for concrete walls.

One type of composite plate consists of a circular concrete slab cast in a steel "dish". This dish is formed by welding a steel ring around the periphery of a steel plate. Beadle, Dally and Riley (129) tested concrete infilled circular steel plates and concluded that concrete confined by a steel ring can be used to greatly increase the rigidity as well as the load carrying capacity of circular steel plates. Theoretical and experimental studies of composite plates of this type are in progress at the University of New Mexico (120).

Another type of composite plate is comprised of a steel plate connected by stud connectors to a concrete slab. This type of composite plate has been tested at the University of Illinois (130) and at Imperial College (49). Most of the tests were made with concentrated loads on one-way slab strips, both simple and continuous. Even after bond failure, there was still a high degree of interaction between the plates and the slabs. The stud connectors also served as shear reinforcement. Wide spacing of connectors resulted in shear failures.

In commenting on the results of Gogoi's test of a two-way slab at Imperial College, Johnson (131) concluded that two-way composite plates should show greater promise than one-way composite plates because shear forces are lower. He suggested that ultimate strength design would lead to greater economy when composite plates are used in buildings. He also suggested that the plate membrane strength could be utilized in order to avoid shoring during construction. Plates of this type, developed by Robinson, are being used in France for orthotropic bridge floors (132). The Tarcanville suspension bridge, an overpass over the railroad tracks near Paris (133), and other structures serve as examples of practical applications.

Composite Form-Reinforced Concrete Slabs

Light gage steel forms have been used as formwork for concrete slabs in high-rise buildings for many years. Removable steel pans were developed for forming ribbed and waffle concrete slabs. They were soon followed by various types of corrugated sheet and ribbed panel forms which were left in place even though they were not intended to serve a structural purpose after the concrete had hardened. These forms are characterized by their shallow and narrow corrugations. Another type of floor system was developed in which a steel cellular flooring is the load-carrying element not only during construction but also after the completion of the floor. The top of

this cellular decking is usually covered with lightweight concrete of low strength which serves only as a finishing material.

More recently, a number of manufacturers in the United States have developed and marketed corrugated sheet or ribbed panel forms which interact with the concrete slab to form a composite floor system, often referred to as a form-reinforced concrete slab because the steel form acts as a one-way reinforcement. Some manufacturers are using proprietary form profiles to prevent separation of the slab from the deck form and to promote bond between the concrete and the steel. Others have achieved a mechanical shear connection by welding wires to the top of the steel deck form or by rolling indentations or embossments into the top flanges or webs of the forms. The beam bending and shear tests made by or for the manufacturers during development of their steel forms have demonstrated that these floor slabs respond to load as composite units and that they can be designed for one-way bending by conventional methods.

Ekberg and Schuster described the state of the art of using form-reinforced concrete slabs in buildings in a paper included in the final report of the Eighth IABSE Congress (134). They have been engaged in an extensive theoretical and experimental investigation of steel decking as reinforcement for concrete slabs at Iowa State University. Laboratory tests have shown that most of the steel deck-reinforced concrete slab systems exhibit a shear-bond type failure. Ekberg and Schuster have developed a semi-empirical equation relating the ultimate strength of a composite metal deck form to the compressive strength of concrete, the percentage of steel, and several pertinent dimensions of the form and slab.

Sandwich Panels

A structural sandwich is a laminated construction comprised of a combination of alternating dissimilar, simple or composite materials assembled in such a way that the properties of each contribute to the total usefulness of the entire assembly (135). The key to the structural sandwich concept is that the total assembly is superior to the sum of its components through multiple interrelated functions of each component.

The basic concepts and principles of sandwich construction are by no means a recent development. About 1820, Duleau discovered that rigidly connected spaced facings were far stiffer than the sum of the stiffnesses of the individual facings. Within 50 years, the first commercially successful sandwich was introduced in the form of corrugated cardboard. This development emphasized an essential factor of all practical construction; the connection system must be simple and inexpensive, for on it depends the integrity of the sandwich (151).

The aircraft industries' need for a lightweight structural element was the catalyst required for the development of sandwich panels. In 1924, Von Karman proposed several skin and core combinations suitable for aircraft construction. This scheme was made practical with the development of high-strength glues for wood and, in 1937, the De Havilland Albatross airplane utilized a monocoque fuselage formed by bonding thin cedar plywood to both surfaces of a balsa wood core.

At about the same time, lightweight cellular cores were developed. De Bruyne's work in this field was especially important through the development of a practical fabricating system for a hexagonal honeycomb core (147). But even with these developments, further progress was limited by the availability of suitable adhesives. Metal-to-metal sandwiches were not practical until 1944 when vinyl phenolic adhesives were developed. Since that time, the development of structural sandwiches has continued through technical advances in both materials and adhesives. Many of the test procedures developed for adhesives and sandwich constructions have been standardized by ASTM (135). Today, nearly any combination of materials can be fabricated if the end product can be justified by practical and economic needs.

Most of the early sandwich panel development efforts were directed toward the aircraft industry. Strength-to-weight criteria were paramount; cost was often of second consideration. In a search for new outlets, the manufacturers of such panels turned to building construction as a potential large-volume market. Here, the design criteria are different; cost and ease of in-place installation are of prime importance. Interest in this new market area was reflected in three ASTM Symposia held between 1951 and 1959 (136) (137) (138) and a research correlation conference held in 1960 (150).

However, the growth of sandwich panels in building construction has been slow. Sandwiches have been used somewhat, but their cost and the inflexibility of factory-produced components has limited these uses to curtain walls, doors and interior partitions. Most of the sandwich-type wall constructions have been built in place by multiple-layer construction. However, some are not sandwiches as defined earlier, for the components do not function as a total, integral assembly. Platts has discussed in detail the more promising core and face materials (151). As a general rule, face sheets are of relatively dense materials while cores are usually weak, lightweight materials serving the dual function of separating the face sheets and thermally and/or acoustically insulating the sandwich.

The interested reader should refer to the bibliography at the end of the paper which lists a few of the many references available on this subject. Of particular interest, Plantema summarized the available theoretical knowledge of sandwich panel bending strength and stability in 1966 (141). Non-English references not covered by Plantema may be found in books by Aleksandrov and Bruypper (142) and by Dundrova, Kovarik and Slapak (143). Furthermore, an excellent bibliography of British and American references was published by Allen in 1969 in which the analysis and design of sandwich panels is treated in engineering terms (144).

The complexities of sandwich panel design make computer solutions practical and desirable. Several computer programs may be found in a book by Hartsock (145). The computer program outlined in a paper by Smolenski and Krokosky (146) is aimed at optimum design in which simultaneous consideration is given to structural, acoustic, thermal and economic criteria.

Further references cite the development of structural sandwich panels for exterior load-bearing walls (153) (154) (155), floors (156) and roofs (157). Indications are that the structural sandwich panel can be a construction medium of the future. The needed

technology has been developed and applications are ready and waiting. Mass production and widespread acceptance may alleviate the remaining hurdle - relatively high cost compared to some standard constructions (154). It is expected that the current move toward mass produced housing and simplified building techniques may increase the use of sandwich panels in all types of building construction.

CABLE-STAYED BRIDGES

The last portion of this discussion differs somewhat from the preceding parts in that it deals with structures rather than components. It has been included because of the timeliness of the topic; until recently cable-stayed bridges have been built principally in Germany but now are spreading rapidly throughout the world.

There is no need to define the topic of cable-stayed bridges. Several excellent reviews have been written during the past few years (158) (159) (160) (161) (162) (163) and are readily available to the interested reader. Contributions on developments not included in any of the above references are particularly desired.

BIBLIOGRAPHY

For brevity, the titles of a number of professional societies have been abbreviated as follows:

ACI	American Concrete Institute
AISC	American Institute of Steel Construction
AISI	American Iron and Steel Institute
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
IABSE	International Association for Bridge and Structural Engineering

1. IABSE, Final Report, First Congress, 1932.
2. Knight, A. W., "The Design and Construction of Composite Slab and Girder Bridges," Journal, Institution of Engineers, Australia, 1934.
3. Paxson, G. S., "Loading Tests on Steel Deck Plate Girder Bridge with Integral Concrete Floor," Oregon Highway Department Technical Bulletin No. 3, 1934.
4. Kolm, R. C., "The Compound Action of Concrete Slabs and Rolled Steel Girders for Bridge Decking," Preliminary Publication, Second Congress, IABSE, 1936.
5. Krebitz, J., "Verbund zwischen vollwandigen Stahltragern und daruberliegender Fahrbahnplatte aus Eisenbeton durch Bugel," Beton and Eisen (Berlin), 1938.
6. Bowden, E. W., "Roadways on Bridges," Engineering News Record, 1938.
7. Hooper and Hotchkiss, "Record for Composite Construction," Engineering News Record, March 1960.
8. Leabu, V. F., "Composite Design with Lightweight Aggregates on Building Projects," AISC Engineering Journal, October 1965.
9. Viest, I. M., "Review of Research on Composite Steel-Concrete Beams," ASCE Journal of the Structural Division, June 1960.

10. Davies, C., "Steel-Concrete Composite Beams with Flexible Connectors - Survey of Research," Concrete (London), December 1967.
11. Chapman, J. C., "Composite Construction in Steel and Concrete - Behaviour of Composite Beams," Structural Engineer (London), April 1964.
12. "Verbundtrager-Strassenbrucken, Richtlinien fur die Berechnung und Ausbildung, DIN 1078," Die Bautechnik (Berlin), 1954.
13. American Association of State Highway Officials, "Standard Specifications for Highway Bridges," 7th Edition, 1957.
14. "Tentative Recommendations for the Design and Construction of Composite Beams and Girders for Buildings," ASCE Journal of the Structural Division, December 1960.
15. Slutter and Driscoll, "Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams," ASCE Journal of the Structural Division, April 1965.
16. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings," AISC, 1961.
17. Chapman and Balakrishnan, "Experiments on Composite Beams," Structural Engineer (London), November 1964.
18. Chapman and Teraszkiewicz, "Research on Composite Construction at Imperial College," British Constructional Steelwork Association Proceedings, Conference on Steel Bridges, 1968.
19. CP117: Part 1, "Composite Construction in Structural Steel and Concrete, Simply Supported Beams in Buildings," British Standards Institution, 1965.
20. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Bridges," AISC, 1963.
21. Chin, J., "Pushout Tests on Lightweight Composite Slabs," AISC Engineering Journal, October 1965.
22. Proctor, H., "Analytical and Experimental Study of Lightweight Concrete-Steel Composite Beams," University of Missouri M. S. Thesis, 1963.
23. Buttry, K. E., "Behavior of Stud Shear Connectors in Lightweight and Normal Weight Concrete," University of Missouri M. S. Thesis, 1965.
24. Roderick, Hawkins and Lim, "Behavior of Composite Steel and Lightweight Concrete Beams," Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers, Australia, October 1967.
25. Ollgaard, Slutter and Fisher, "The Strength of Stud Shear Connectors in Lightweight and Normal Weight Concrete," Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory Report No. 360.2.
26. McGarraugh, J. B., "Light Weight Concrete on Steel Composite Beams," University of Missouri, Columbia, 1970.
27. Thurlimann, B., "Fatigue and Static Tests of Stud Shear Connectors," ACI Journal, 1959.
28. King, Slutter and Driscoll, "Fatigue Strength of 1/2 Inch Diameter Stud Shear Connectors," Highway Research Record 103, 1965.
29. Toprac, A. A., "Fatigue Strength of 3/4 Inch Stud Shear Connectors," Highway Research Record 103, 1965.
30. Slutter and Fisher, "Fatigue Strength of Shear Connectors," AISI Steel Research for Construction, Bulletin 5, 1967.
31. American Association of State Highway Officials, "Interim Specifications, 1966-67," 1968.
32. Mainstone and Menzies, "Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Beams for Bridges (1) Static and Fatigue Tests on Push-Out Specimens," Concrete (London), 1967.
33. Mainstone and Menzies, "Shear Connectors in Steel-Concrete Composite Beams for Bridges (2) Fatigue Tests on Beams," Concrete (London), 1967.
34. Mainstone, R. J., "Shear Connectors in Steel-Concrete Beams for Bridges and New CP 117, Part 2," Institution of Civil Engineers Proceedings, September 1967.
35. Teraszkiewicz, J. S., "Static and Fatigue Behaviour of Simply-Supported and Continuous Composite Beams of Steel and Concrete," Imperial College Ph. D. Thesis, 1967.

36. CP117: Part 2, "Composite Construction in Structural Steel and Concrete Beams for Bridges," British Standards Institution, 1967.
37. Daniels and Fisher, "Fatigue Behavior of Continuous Composite Beams," Highway Research Record 253, 1968.
38. Goble, G. G., "Shear Strength of Thin Flange Composite Specimens," AISC Engineering Journal, April 1968.
39. Selby, Stallmeyer and Munse, "Fatigue Tests of Plates and Beams with Stud Shear Connectors," Structural Research Series 270, University of Illinois, 1963.
40. Das and Baldwin, "Shear Connections in Haunched Composite Beams," University of Missouri, 1967.
41. Robinson, H., "Composite Beam Incorporating Cellular Steel Decking," ASCE Journal of the Structural Division, March 1969.
42. Fisher, J. W., "Design of Composite Beams with Formed Metal Deck," AISC Engineering Journal, July 1970.
43. Sattler, K., "Betrachtungen zu verschiedenen Problemen der Verbundbauweise (Hochstrassen)," IABSE, 7th Congress, Preliminary Publication, 1964.
44. Dubas, P., "Developments suisses recents en matiere de ponts mixtes acier-beton," Construzioni Metalliche, No. 1, 1969.
45. Ford, J. H., "Use of Precast, Prestressed Concrete for Bridge Decks," Purdue University M. S. Thesis, 1969.
46. Miklofsky and Gonsior, "Investigation of Physical Properties of Epoxy Bonding Compound for Composite Beam Bridge Construction," Highway Research Record 34, 1963.
47. Kriegh and Richard, "Epoxy-Bonded Composite T-Beams for Highway Bridges," University of Arizona, 1966.
48. Gogoi, S., "Interaction Phenomena in Composite Beams and Plates," Imperial College Ph. D. Thesis, 1964.
49. Toprac, A. A., "Strength of Three New Types of Composite Beams," AISI Steel Research for Construction Bulletin 2, 1965.
50. Dai and Siess, "Analytical Study of Composite Beams with Inelastic Shear Connection," University of Illinois, Structural Research Series 267, 1963.
51. Baldwin, Henry and Sweeney, "Study of Composite Bridge Stringers, Phase II," University of Missouri, 1965.
52. Yam and Chapman, "Inelastic Behavior of Simply Supported Composite Beams of Steel and Concrete," Proceedings, Institution of Civil Engineers, December 1968.
53. Dai, Thiruvengadam and Siess, "Inelastic Analysis of Composite Beams," Proceedings of ASCE Specialty Conference, University of Missouri, 1970.
54. Barnard and Johnson, "Plastic Behavior of Continuous Composite Beams," Proceedings, Institution of Civil Engineers, October 1965.
55. Johnson, Van Dalen and Kemp, "Ultimate Strength of Continuous Composite Beams," Proceedings, Conference on Structural Steelwork, British Constructional Steelwork Association, 1967.
56. Park, R., "Ultimate Strength of Continuous Composite T-Beams," Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers, Australia, October 1967.
57. Daniels and Fisher, "Static Behavior of Continuous Composite Beams," Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory Report 324.2, 1967.
58. Barnard, P. R., "Series of Tests on Simply Supported Composite Beams," ACI Journal, April 1965.
59. Mackey and Wong, "Effective Width of a Composite Tee-Beam Flange," Structural Engineer (London), September 1961.
60. Lee, J. A. N., "Effective Width of Tee Beams," Structural Engineer (London), January 1963.
61. Severn, R. T., "The Effective Width of T-Beams," Magazine of Concrete Research, June 1964.
62. Adekola, A. O., "Effective Widths of Composite Beams of Steel and Concrete," Structural Engineer (London), September 1968.

63. Manus, P. F., "Nonuniform Torsion of Composite Beams," ASCE Journal of the Structural Division, June 1969.
64. Zuk, W., "Thermal Behavior of Composite Bridges, Insulated and Uninsulated," Highway Research Record 76, 1965.
65. Berwanger, C., "Thermal Stresses in Composite Bridges," Proceedings of ASCE Specialty Conference, University of Missouri, 1970.
66. Daniels and Fisher, "Static Behavior of Composite Beams with Variable Load Position," Lehigh University, Fritz Engineering Laboratory Report 324.3, 1967.
67. Reagan and Krahl, "Behavior of Prestressed Composite Beams," ASCE Journal of the Structural Division, December 1967.
68. Lembeck, H. G., Jr., "Composite Design of Open Web Steel Joists," Washington University M. S. Thesis, St. Louis, 1965.
69. Wang and Kaley, "Composite Action of Concrete Slab and Open Web Joist," AISC Engineering Journal, January 1967.
70. Tide and Galambos, "Composite Open-Web Joists," AISC Engineering Journal, January 1970.
71. Wong, K. C. F., "Building Frames of Composite Construction," Imperial College Ph. D. Thesis, 1957.
72. Cassell, Chapman and Sparkes, "Observed Behavior of a Building of Composite Steel and Concrete Construction," Institution of Civil Engineers Proceedings, April 1966.
73. Giriappa, J., "Behavior of Composite Castellated Hybrid Beams," University of Missouri M. S. Thesis, 1966.
74. Larnach and Park, "Behavior Under Load of Six Castellated Composite T-Beams," Civil Engineering, March 1964.
75. Toprac and Eyre, "Composite Beams with a Hybrid Tee Steel Section," ASCE Journal of the Structural Division, October 1967.
76. McDermott, J. F., "Tests Evaluating Punching Shear Resistance of Prefabricated Composite Bridge Units Made with Inverted Steel T-Beams," Highway Research Record 103, 1965.
77. McDermott, J. F., "Prefabricated Composite Highway Bridge Units with Inverted Steel T-Beams," Highway Research Record 167, 1967.
78. Delameter, R. S., "Experimental Design for Short-Span Bridges," Modern Steel Construction, AISC, 1963.
79. "Composite Design Lowers County Bridge Costs," Engineering News Record, March 26, 1964.
80. Shanmuganayagam, V., "The Ultimate Strength of Simply Supported Encased Beams," Cambridge University M. S. Thesis, 1966.
81. Procter, A. N., "Composite Construction," Consulting Engineer, February 1969.
82. Hawkins, N. M., "Strength of Concrete-Encased Steel Beams," Proceedings of ASCE Specialty Conference, University of Missouri, 1970.
83. Johnson, R. P., "Composite Beam Design - Ultimate Strength Design of Encased Composite Beams," Consulting Engineer, November 1968.
84. "Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings," AISC, 1969.
85. "Commentary on the Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings," AISC, 1969.
86. Procter, A. N., "Lateral Torsional Stability of Composite Members," Consulting Engineer, February 1965.
87. Procter, A. N., "Tests on Stability of Concrete-Encased I-Beams," Consulting Engineer, February and March 1967.
88. Varghese, Radhakrishnan and Paramasivan, "Flexural Strength of Encased Beams," Indian Concrete Journal, January 1968.
89. Naghshineh and Bannister, "Behavior of Steel Beams Encased in Lightweight Aggregate Concrete," Civil Engineering (London), October and November 1967.
90. Wong, F. K. C., "Horizontal Shear Resistance of Composite Beams," Structural Engineer (London), August 1963.

91. Ros, M., "Les constructions acier-beton, systeme Alpha," L'Ossature Metallique (Bruxelles), April 1934.
92. Gwylon, I., "Further Developments in Composite Techniques," Journal of the British Constructional Steelwork Association, August 1964.
93. Barsoum, R. S., "The Stiffening Effect of Cladding on Multi-story Buildings," Cornell University M. S. Essay, 1968.
94. Stevens, R. F., "Encased Stanchions," Structural Engineer (London), February 1965.
95. Laredo and Bard, "Etude des poteaux mixtes acier beton et leur application aux gratte-ciel," Inst. Technique de Batiment et des Travaux Publics, Paris, February 1969.
96. "Building Code Requirements for Reinforced Concrete, ACI 318-63," ACI, 1963.
97. BS 449, "The Use of Structural Steel in Buildings," British Standards Institution, 1965.
98. CP 114, "The Structural Use of Reinforced Concrete in Buildings," British Standards Institution, 1957.
99. Jones and Rizk, "Investigation on Behavior of Encased Steel Columns Under Load," Structural Engineer (London), January 1963.
100. Procter, A. N., "Full Size Tests Facilitate Derivation of Reliable Design Methods," Consulting Engineer, August 1967.
101. Bondale, D. S., "Column Theory with Special Reference to Composite Columns," Consulting Engineer, July, August and September 1966.
102. Basu, A. K., "Computation of Failure Loads of Composite Columns," Proceedings, Institution of Civil Engineers, March 1967.
103. Basu and Hill, "More Exact Computation of Failure Loads of Composite Columns," Proceedings, Institution of Civil Engineers, May 1968.
104. Roderick and Rogers, "Load Carrying Capacity of Simple Composite Columns," ASCE Journal of the Structural Division, February 1969.
105. Gardner and Jacobson, "Structural Behavior of Concrete Filled Steel Tubes," ACI Journal, July 1967.
106. Gardner, N. J., "Use of Spiral Welded Steel Tubes in Pipe Columns," ACI Journal, November 1968.
107. Furlong, R. W., "Strength of Steel-Encased Concrete Beam Columns," ASCE Journal of the Structural Division, October 1967.
108. Furlong, R. W., "Design of Steel-Encased Concrete Beam-Columns," ASCE Journal of the Structural Division, January 1968.
109. "Proposed Revisions of ACI 318-63," ACI Journal, February 1970.
110. Neogi, Sen and Chapman, "Concrete-Filled Tubular Steel Columns Under Eccentric Loading," Structural Engineer (London), May 1969.
111. Haaijer, G., "Economy of High Strength Steel Structural Members," ASCE Journal of the Structural Division, December 1961.
112. Report of Subcommittee 1 on Hybrid Beams and Girders, Joint ASCE-AASHTO Committee on Flexural Members, ASCE Journal of the Structural Division, June 1968.
113. Milek, W. A., "Homogeneous and Hybrid Girder Design in the 1969 AISC Specifications," AISC Engineering Journal, January 1970.
114. Schilling, C. G., "Bending Behavior of Composite Hybrid Beams," ASCE Journal of the Structural Division, August 1968.
115. Carskaddan, P. S., "Shear Buckling of Unstiffened Hybrid Beams," ASCE Journal of the Structural Division, August 1968.
116. Lew, Natarajan and Toprac, "Static Tests on Hybrid Plate Girders," Welding Journal, February 1969.
117. Carskaddan, P. S., "Bending of Deep Girders with A514 Steel Flanges," ASCE Journal of the Structural Division, October 1969.
118. "Standard Specifications for Highway Bridges," 9th Edition, American Association of State Highway Officials, 1969.
119. Massonnet, C., "Tendances actuelles dans la conception et le calcul," Construction Metallique, June 1969.

120. "Survey of Current Structural Research," ASCE Manual 51, 1970.
121. "Development and Use of Prestressed Steel Flexural Members," Subcommittee 3 on Prestressed Steel of Joint ASCE-AASHO Committee on Flexural Members, ASCE Journal of the Structural Division, September 1968.
122. Ferjencik and Tochacek, "Predpate Kovove Konstrukcie," Slovenske Vydavatelstvo Technickej Literatiry, Bratislava, 1966.
123. Cholous, J., "La precontrainte dans le renforcement des ponts metalliques de la S.N.C.F.," IABSE Seventh Congress, Preliminary Publication, 1964.
124. Tachibana, Kondo and Ito, "Experimental Study on Composite Beams Prestressed with Wire Cable," IABSE Seventh Congress, Preliminary Publication, 1964.
125. Iljasevitsch, S. A., "Vorgespannte Stahlkonstruktionen und Stahlbrucken," IABSE Seventh Congress, Preliminary Publication, 1964.
126. Li, S., "Control of Prestress in Steel Structures," IABSE Seventh Congress, Preliminary Publication, 1964.
127. "Prestressed Steel Beams Replace Concrete," Welding Design and Fabrication, April 1961.
128. Baes and Lipski, "La Poutre Preflex," Congress International du Beton Precontraint de Gand, September 1951.
129. Beadle, Dally and Riley, "Rigidity and Strength of Composite Plates," ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division, December 1964.
130. Casillas, Khachaturian and Siess, "Studies of Reinforced Concrete Beams and Slabs Reinforced with Steel Plates," University of Illinois, Structural Research Series 134, 1967.
131. Johnson, R., "Research on Composite Steel-Concrete Beams, 1960-1968," ASCE Journal of the Structural Division, March 1970.
132. Fauchart and Sfintesco, "The Development and Use of the Robinson Composite Deck in France," IABSE Symposium on Wearing Surfaces for Steel Bridge Decks, 1968.
133. "The Paris-Massena Bridge, A Cable-Stayed Structure," Acier-Stahl-Steel, June 1970.
134. Ekberg and Schuster, "Floor Systems with Composite Form-Reinforced Concrete Slabs," IABSE Eighth Congress, September 1968.
135. "Structural Sandwich Construction," ASTM Standards, Part 16, 1969.
136. "Symposium on Structural Sandwich Constructions," ASTM Special Technical Publication No. 118, 1951.
137. "Symposium on Structural Sandwich Constructions," ASTM Special Technical Publication No. 201, 1956.
138. "Symposium on Durability and Weathering of Structural Sandwich Constructions," ASTM Special Technical Publication No. 270, 1959.
139. Dietz, A. G. H., Editor, "Composite Engineering Laminates," Chapters 2, 3 and 9, MIT Press, 1969.
140. "Structural Design Concepts - Some NASA Contributions," National Aeronautics and Space Administration Technology Utilization Publication SP-5039, 1967.
141. Plantema, F. J., "Sandwich Construction - The Bending and Buckling of Sandwich Beams, Plates and Shells," John Wiley and Sons, 1966.
142. Aleksandrov, Bryukker, et. al., "Raschet Trekhsloynnykh Pamley," Gosudarstevnoye Naucho-Tekhnicheskoye Izdatel'stvo, Oborongiz, Moskva, 1960.
143. Dundrova, Kovarik and Slapak, "Teorie Ohybu Sendvicovych Desek," Technical University in Prague, Building Research Institute, 1964.
144. Allen, H. G., "Analysis and Design of Structural Sandwich Panels," Pergamon Press, 1969.
145. Hartsock, J. A., "Design of Foam-Filled Structures," Technomic Publishing Co., 1960.
146. Smolenski and Krobosky, "Optimal Multifactor Design Procedure for Sandwich Panels," ASCE Journal of the Structural Division, April 1970.

147. Bishop, W., "Thin Walled Steel Structures - Their Design and Use in Buildings," Symposium at University College of Swansea School of Engineering, Gordon and Breach Science Publishers, pp. 340-355, 1967.
148. Epstein, G., "Adhesive Bonds for Sandwich Constructions," Adhesives Age, August 1963.
149. Becker, W. E., "U. S. Sandwich Panel Manufacturing/Marketing Guide," Technomic Publishing Co., 1968.
150. "Sandwich Panel Design Criteria," Proceedings of Research Correlation Conference Conducted by the Building Research Institute, National Academy of Science - National Research Council, Publication 798, 1960.
151. Platts, R. E., "Structural Sandwich Components in Buildings," National Research Council of Canada, Technical Paper 267, July 1968.
152. Deborde, B., "Prefabricated Curtain-Walling in Stainless Steel," Acier-Stahl-Steel, March 1963.
153. "Load-Bearing Sandwich Panels Form Weather-Tight Skin," Architectural Record, September 1969.
154. Cran, J. A., "Developments in Sandwich Panels," Symposium on Panelized Building Systems, Sir George Williams University, June 1970.
155. McCavour, T. C., "Frameless Industrialized Steel Building Systems," Symposium on Panelized Building Systems, Sir George Williams University, June 1970.
156. Caldwell and Cooke, "Thin-Walled Steel Structures - Their Design and Use in Buildings," Symposium at University College of Swansea School of Engineering, Gordon and Breach Science Publishers, 1967.
157. Silva, J., "Thin-Walled Steel Structures - Their Design and Use in Buildings," Symposium at University College of Swansea School of Engineering, Gordon and Breach Science Publishers, 1967.
158. Thul, H., "Seilverspannte Brücken," Deutscher Stahlbau-Verband, 1966.
159. Thul, H., "Cable-Stayed Bridges in Germany," British Constructional Steelwork Association, Conference on Structural Steelwork, September 1966.
160. Feige, A., "Evolution of German Cable-Stayed Bridges - Overall Survey," AISC Engineering Journal, July 1967.
161. Taylor, P. R., "Cable-Stayed Bridges and Their Potential in Canada," Engineering Journal (Canada), November 1969.
162. Simpson, C. V. J., "Modern Long Span Steel Bridge Construction in Western Europe," Proceedings, Institution of Civil Engineers, 1970.
163. Leonhardt and Zellner, "Cable-Stayed Bridges - Report on Latest Developments," Canadian Structural Engineering Conference, University of Toronto, February 1970.

SUMMARY

The most common structural components which involve interaction of structural steel with other materials or steel of other quality are discussed. Included are composite steel-concrete beams, concrete-encased steel beams, steel-concrete columns, hybrid beams, composite plate components and cable-stayed bridges.

The state-of-the-art is outlined for each element either directly in the paper or by reference to other recent publications. Particular attention is given to principal research completed during the past decade and the practical impact of its results. The paper is documented by a selective bibliography.

RESUME

Il est question dans cet article des éléments de construction les plus courants faisant intervenir l'interaction de l'acier avec d'autres matériaux ou avec des aciers de caractéristiques différentes. Citons par exemple poutres mixtes béton-acier, poutres en acier encastrees dans du béton, colonnes de béton armé, poutres hybrides, éléments de dalles, ponts à cables.

L'état actuel du développement est exposé soit directement soit en renvoyant le lecteur à d'autres publications récentes. On prête une attention particulière aux recherches des dix dernières années ainsi qu'à leurs conséquences pratiques. L'article est documenté par une bibliographie choisie.

ZUSAMMENFASSUNG

Die gebräuchlichsten Konstruktionselemente, die durch die Zusammenwirkung mit Baumaterialien oder Stahl anderer Baugüte entstehen, werden erläutert. Erwähnt werden Verbundträger aus Beton und Stahl, von Beton umhüllte Stahlträger, von Beton umhüllte oder mit Beton gefüllte Stahlstützen, Hybrid-Träger, Plattenelemente in Verbundbauweise und seilverspannte Brückenträger.

Von jedem Element wird der neueste Stand der Entwicklung entweder direkt umrissen oder auf die neuesten Publikationen verwiesen, wobei der Grundlagenforschung des letzten Jahrzehnts mit dem Einfluss ihrer Resultate auf die Praxis besondere Beachtung geschenkt wird. Eine ausgewählte Bibliographie ist beigefügt.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIb

Interaction of different Structural Elements

Interaction entre différents éléments

Wechselwirkung zwischen verschiedenen Konstruktionsgliedern

LEO FINZI

Professor at the Polytechnic
University of Milan, Italy
F.A.S.C.E.

1. Introduction

The designer of a structure, especially when this is made up of one-dimensional elements, is often induced to study its behaviour by means of the analysis of the state of stress and strain of plane elements (continuous beams, frames, trusses), considering them as autonomous in spite of the fact that these normally act in parallel with similar structural elements side by side with them.

So for example the steel skeleton of a multi-story building of the "rigid frame" type (fig. 1 a) is really made up of a space frame, but in fact the calculation of the internal actions N , M and T is carried out by means of an autonomous study of continuous beams, of transversal and of longitudinal plane frames. Only when testing the stability of the single members (e. g. a column) is the problem put in three-dimensional terms.

The secondary structures between the main beams (slabs and beams) are thus normally considered as elements carried by the main structures and may be called in as incidental collaborators only to improve the performance of the transversal section of the beams (e. g. composite beams).

This kind of approach can, in reality, be only fully justified, for structures that have complete geometrical and loading symmetry but, if these conditions are not present, interaction phenomena will show up between the structures functioning in parallel. This will clearly work in favour of the safety of those structures which are helped out by adjacent structures, but to the disadvantage of these latter.

The two dimensional approach, then, practically ignores the respect for compatibility in three-dimensional space in which all structures stand.

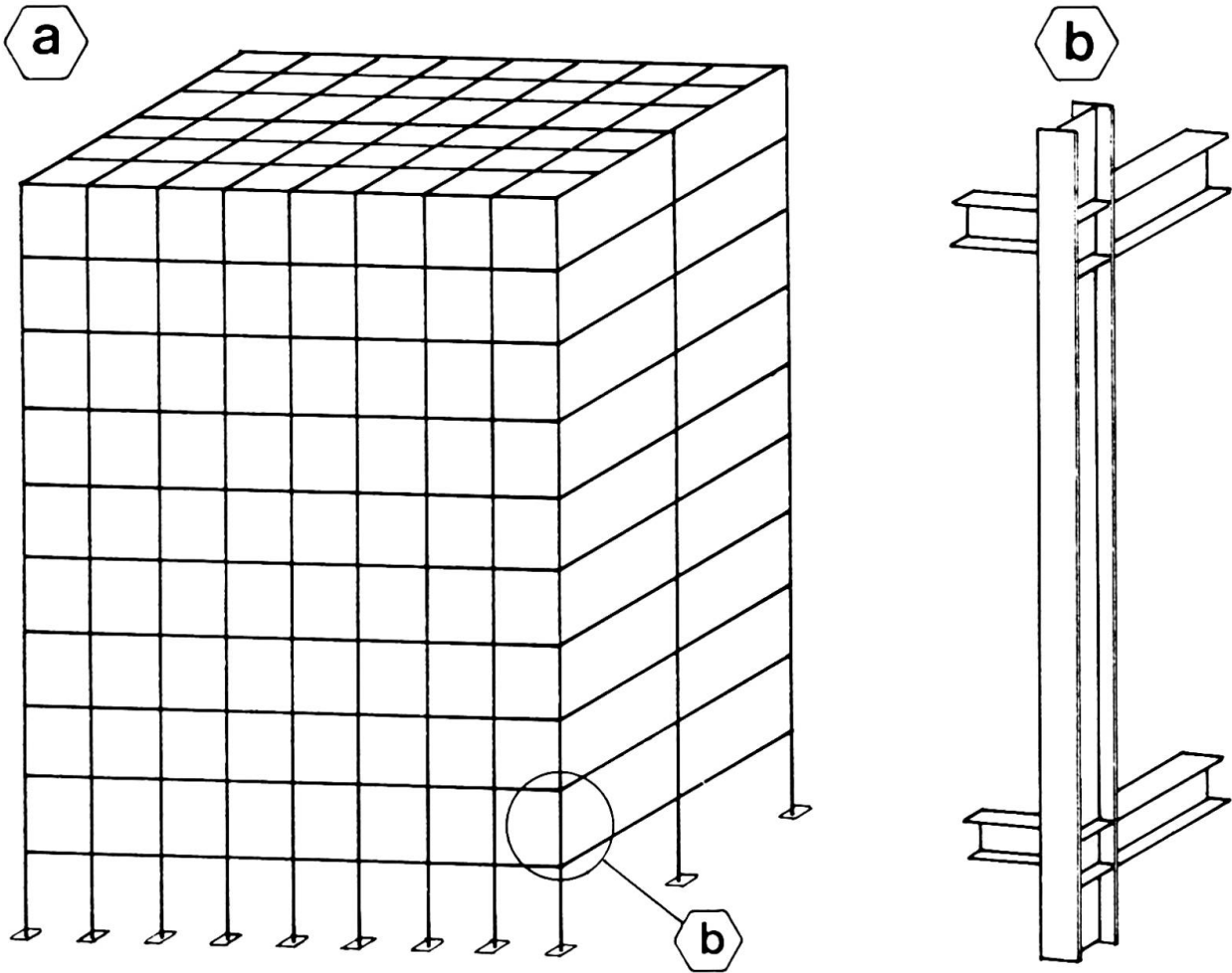


Fig. 1

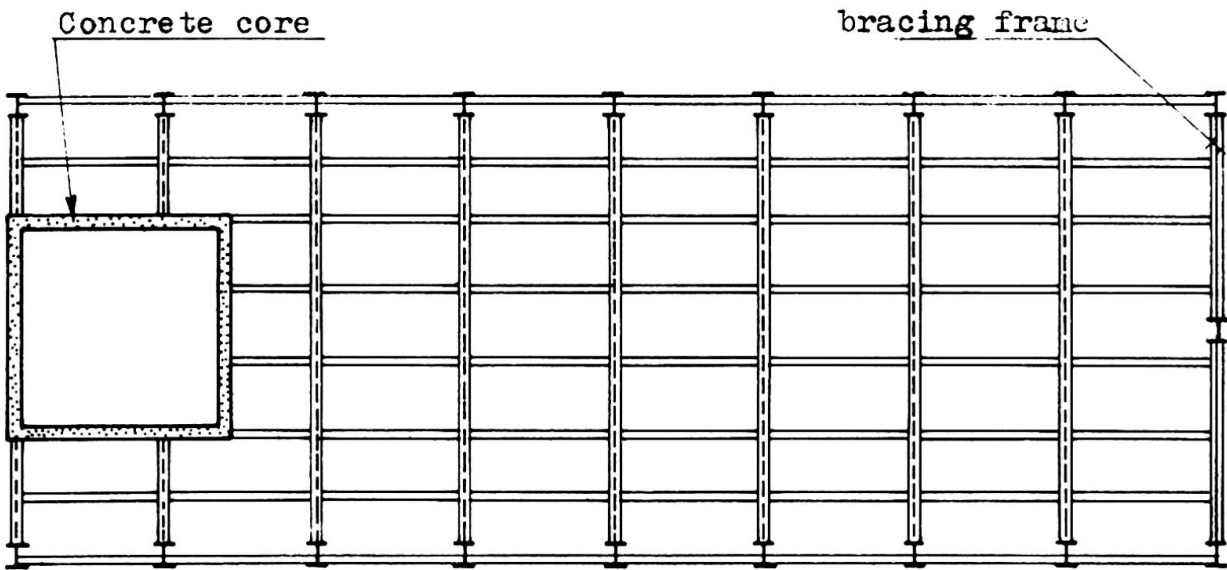


Fig. 2

The interactional behaviour that this paper is about stems from this omission.

A great deal of work has been done on the qualitative aspect of this subject. Its quantitative aspect, however, as received far less attention.

In effect, the designer is much more likely to turn to a single plane approach, because of the smaller number of unknowns present in calculation, and because it is easy to represent and to read. Also, in order to attain this result, he will accept simplifying hypotheses which, though they are often reasonable, sometimes may not be so.

There are cases in which neglecting this interaction between structural elements certainly leads to giving the structure as a whole larger dimensions than strictly necessary. In this respect a typical case is that of beam and slab bridges made up of a slab and a series of longitudinal beams side by side. The presence of loads which are mobile and flanked by others that are remarkably different (civil and military loads) leads, if this interaction is neglected, to giving such dimensions to all of the beams as would only be needed for those committed to the most heavily loaded trains.

Correctly evaluating and taking into account the effects of interaction is therefore fundamental for rational and economic designing.

A great deal of theoretical and experimental work has been done on this problem, which is still receiving considerable attention.

This can also be referred to large panel prefabricated buildings, where taking into account the stresses induced by horizontal forces (wind and earthquakes) in all the walls and correctly sharing out the loads among them, rather than entrusting this to apposite bracing walls, leads to a much wider range of architectural and distributive solutions. A considerable amount of research is being carried out in this particular field.

When working with one-dimensional, typically steel, elements, architectural and distributive requirements govern the designers choice of the number and position of the bracing structures. It would seem then that the problem of interaction would be of minor importance in this case.

Nevertheless these general requirements mentioned above often impose the insertion of shear trusses in eccentric positions unfavourable to an equitable distribution of the horizontal forces. They also discourage the mutual collaboration of structures in reinforced concrete, such as stair cases and elevator wells, with steel trusses or frames (fig. 2). Less work has been done on this problem than might be thought, with the result that bracing systems are often overdone.

However, there are cases in which the effects of interaction do not greatly improve the static commitment of those structures favoured by the process of interaction itself, but noticeably overburden the elements called in to help them.

This happens, for example, in large span factory roofs supported by reinforced concrete columns. Neglecting the friction forces of the supports, assumed to be frictionless, has sometimes led to splitting in the columns. This is because they impede the thermal deformations of the roof to a greater extent than the designer had allowed for.

Or again, everyone knows how frequent is cracking parallel to the reinforcement in the slabs of concrete and ceramic blocks (widely used as secondary elements in mediterranean countries) adjacent to the edge beams, i. e. in those areas where the beams tend to make the slab act as a plate, a function for which it was not designed.

These examples confirm that it is a question of sins of commission against the compatibility of displacements and strains, the more serious in their consequences as the material involved is more brittle, and thus important in composite structures of steel and concrete.

Nevertheless, there can also be serious drawbacks for metal structures at least in the presence of geometrical second order effects or corresponding to the presence of plastic flow. Thus for example in a tower, such as the one shown in plan form in fig. 2 the resistance to wind action can be largely entrusted to the core walls containing the staircase and utilities located at one side.

This core wall will furthermore be heavily subjected to torsional stress and, in the more distant transversal frames, will give rise to a $P-\Delta$ effect of considerable importance for the purposes of the limit design of the structure as a whole.

In this category there are also the instability phenomena (lateral buckling) which arise in thin partitions following elastic or thermal deformations in the loadbearing structure when suitable steps have not been taken to prevent it (figs. 3 a and 3 b).

Having shown, by means of examples, the essence of the phenomena in question, it seems suitable to refer to the following categories of problems.

a) Interaction in multi-storey buildings between beam-column frames, shear trusses, and concrete walls, in the resistance to lateral forces.

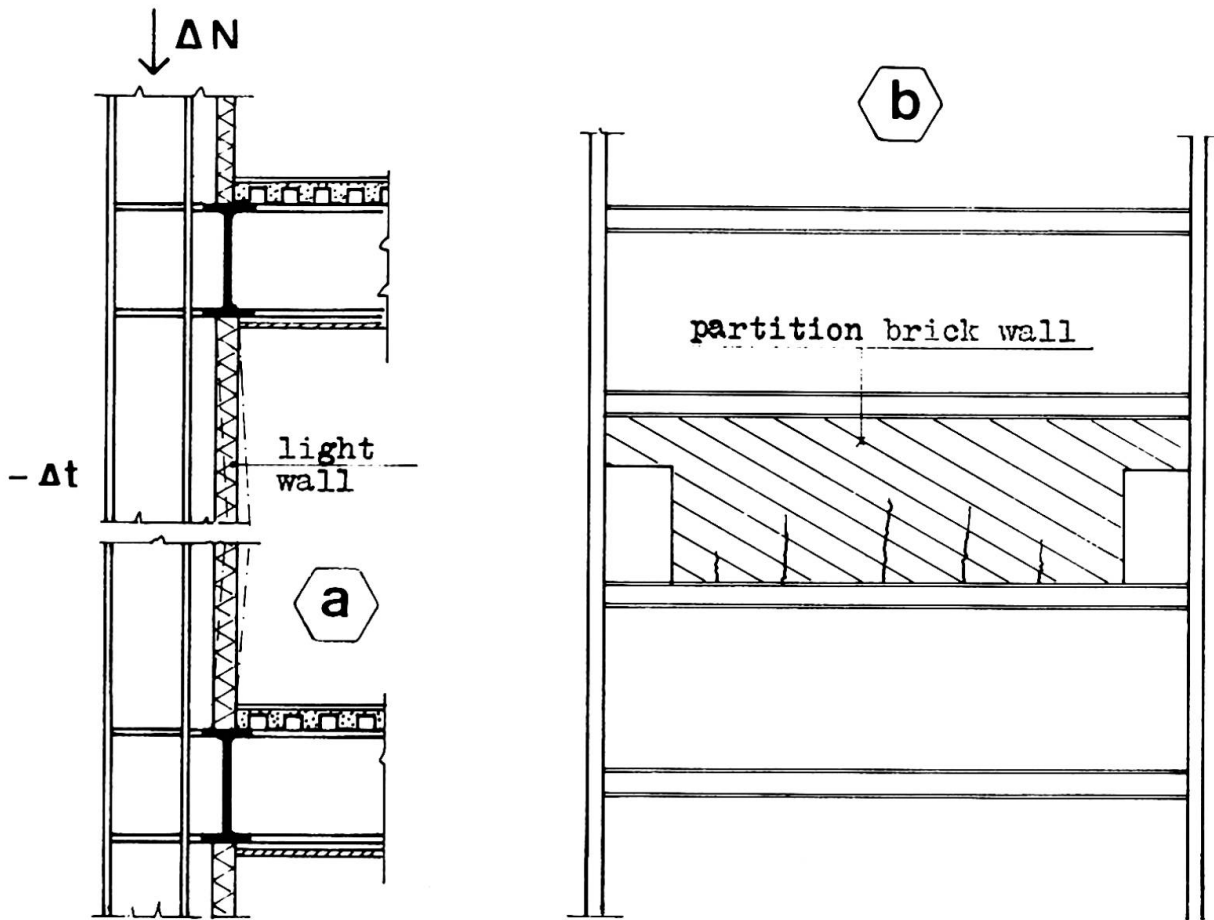


Fig. 3

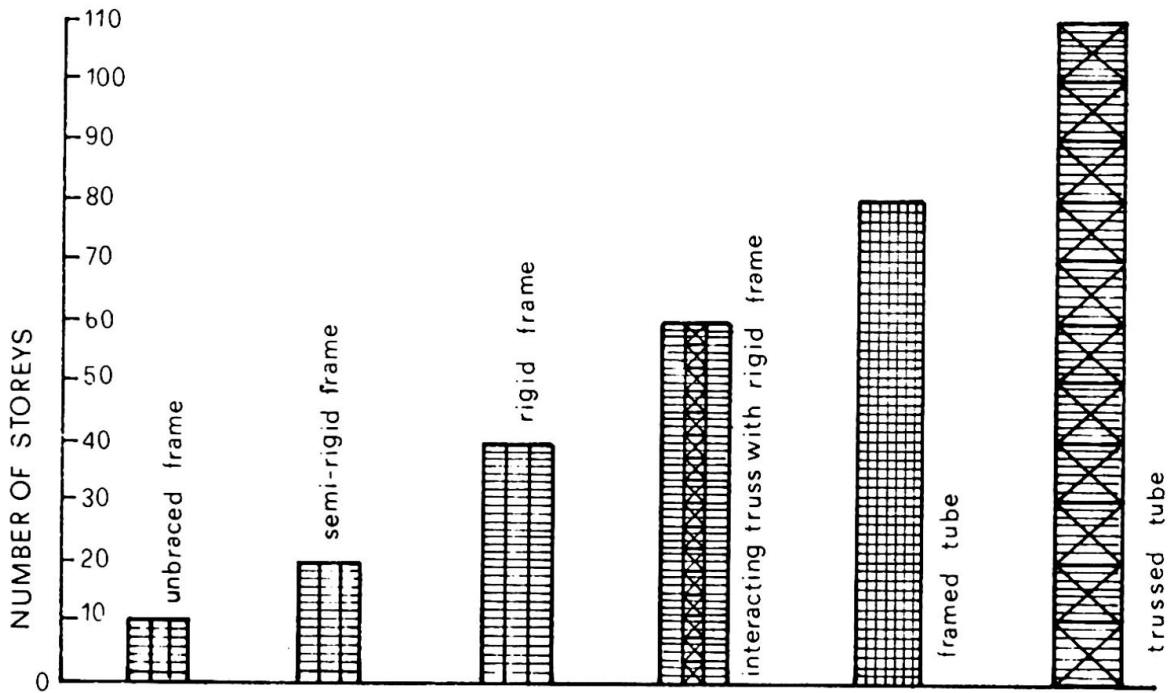


Fig. 4

- b) Interaction between the beams of bridge decks when faced with moving loads.
- c) Interaction between beams and slabs or roofings and between columns and wall decking when faced with instability phenomena.
- d) Interaction between the structure and the soil.
- e) Interaction between loadbearing structures and nonloadbearing elements.

2. Bracing systems for high-rise buildings

In tall buildings the premium for height is very much tied to the type of wind bracing used, and the best solutions vary with the height. The question has been thoroughly treated by F. R. Khan and others [1] [2] [3] [4] [5] [6] [7] [8].

In particular the suitability of various types of vertical wind bracing (fig. 4) has been quite well gone into, while the discussion is still open on the limits within which apposite horizontal floor bracing (fig. 5) can be left out for transferring the forces acting on each floor to the wind bracing.

American examples, the World Trade Center in New York and the U. S. S. Headquarters building in Pittsburgh, seem to show that, for massive constructions the problem does not exist. However, it should not be forgotten that in buildings that are so compact and rich in wind bracing, the slab floor is much less called upon to participate than in a European type of building with an extended rectangular plan and without rigid joints.

Another problem that is still open involves thermal effects in the structures of tall buildings. This becomes particularly important when one part of the structure is exposed and another is not [9].

In this respect for example it is to be feared that the advantage to the wind bracing system deriving from the use of rigid cap trusses (fig. 6) will be greatly reduced.

An interesting but infrequent case is that of buildings with a central concrete or steel core and cap horizontal trusses from which the lower floors are suspended by tendons. If a "rigid frame" is adopted interaction effect may be of great importance due to the contrary behaviour of the external vertical structures whose tensile axial load increases from the bottom to the top of the building and the interior ones which are increasingly compressed from the roof to the basement.

A similar lateral force distribution problem arises in large factory buildings, especially when containing heavy cranes. In this event a careful evaluation of the effects of interaction between the columns, both transversally

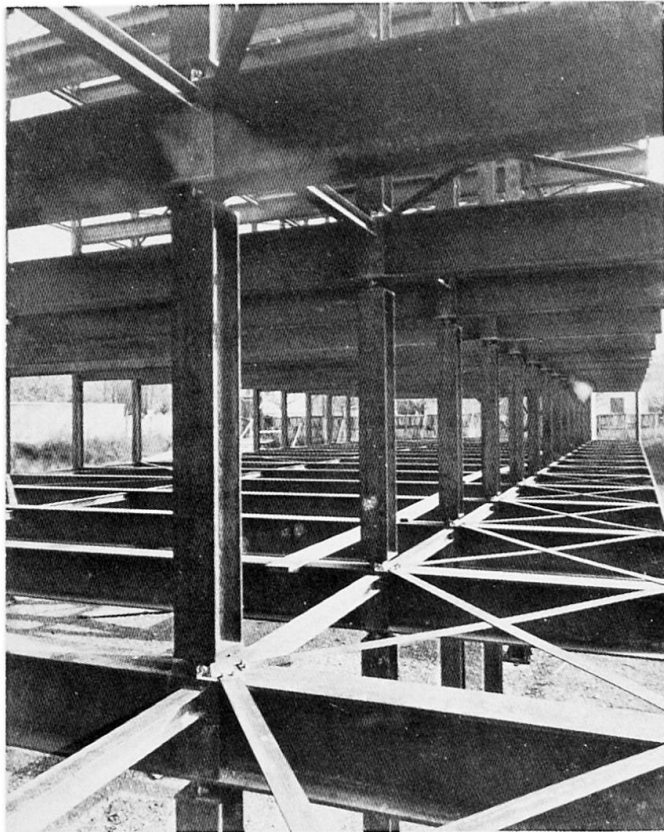


Fig. 5

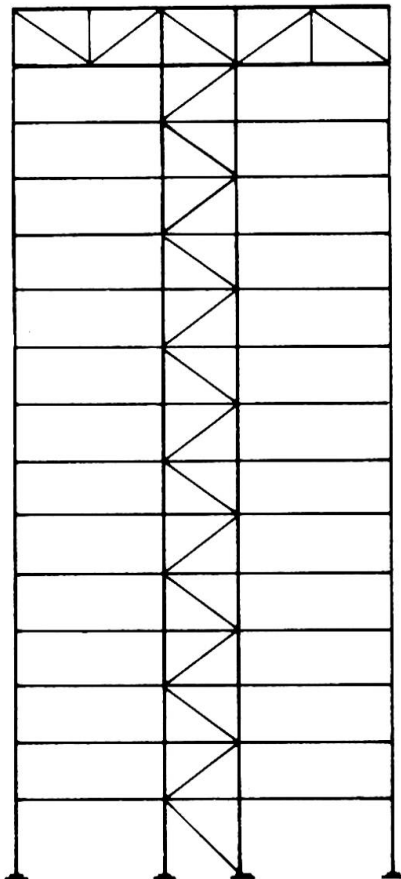


Fig. 6

and longitudinally, can be very rewarding [10]. Such an interaction can be obtained by using either opportune roof bracings or the horizontal bracings of the crane runways. Minor details may be of great importance [11].

It can be said then, that the greatest advantages are obtained when, as in the above case, there are moving loads or loads concentrated in limited areas.

A case of this type arises for great aircraft hangars, where wind forces act in widely varied ways depending on wind direction and whether or not the doors are open. In this sort of case diffused wind bracing (fig. 7) produces the best interaction effects.

3. Bridge decks

For bridge decks, whether of the "beam and slab" (fig. 8 a) or the "box girder" (fig. 8 b) type, the problem of the distribution of wheel loads, or the effects of interaction between side by side longitudinal beams, has been studied very thoroughly, both experimentally and theoretically in the last 25 years. The recent Report 83 of the U. S. A. Highway Research Board [12] quotes almost 300 papers on the subject. These studies have been carried out with differing approaches: orthotropic plate analysis, articulated plate theory, equivalent grid system, harmonic analysis and numerical moment distribution, prismatic folded-plate theory, beam on elastic foundation analogy, ecc. . . .

The present state of knowledge seems satisfactory for small and medium span (40 m.max) supported floor systems of highway bridges. But this is not true for the large spans and multicellular cross sections used for very wide bridges. There are some problems of interaction still open, too, for skew bridges [13] and curved girder bridges [14] [15] which are far from being infrequent. Finally, behaviour in the case of continuity and for portal frame bridges is also being studied as the secondary moments in the bridge due to its flexibility and the eccentricity of the loading are not equally reduced [16] [17]. It is felt that the assumption that the effective length of the bridge for load distribution effects is the distance between points of contraflexure should be clarified through future additional theoretical work.

Particularly difficult, for the effect of interaction phenomena, are the large span orthotropic steel plate deck bridges. Here in fact, the deck plate and the longitudinal ribs are subject to a double interaction effect i. e. the deck as a part of the main carrying members (system I) with either the deck as the bridge floor (system II) or the deck plate acting between longitudinal ribs (system III).

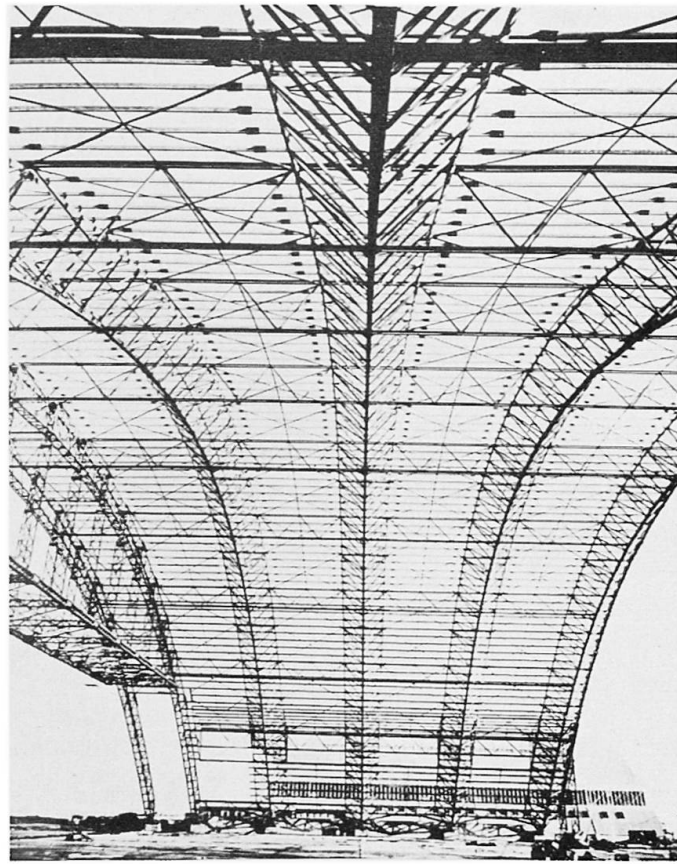


fig. 7

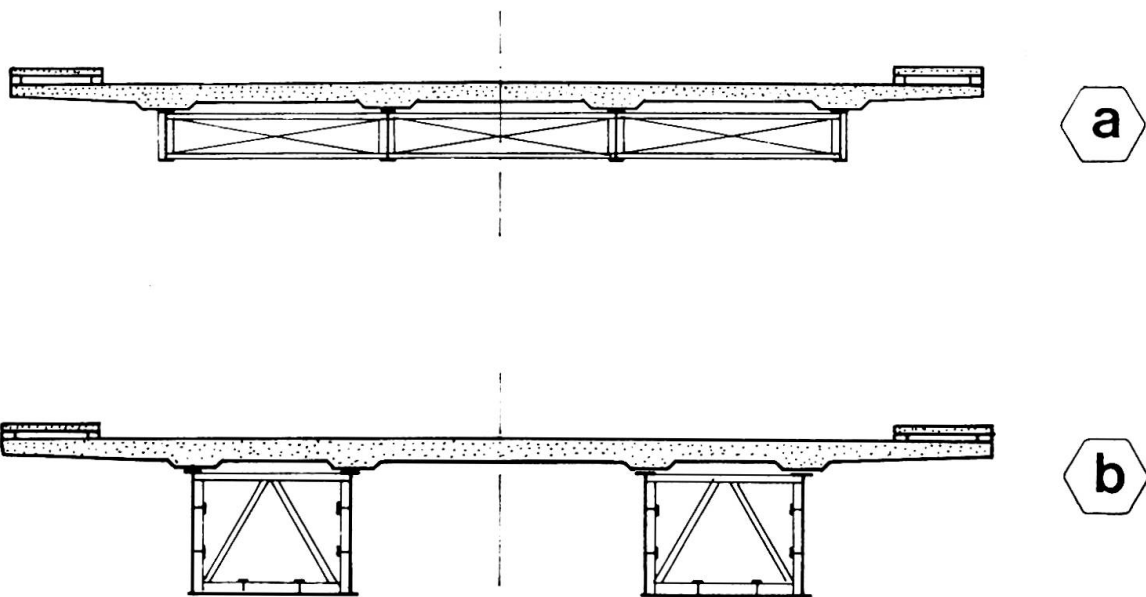


fig. 8

These three systems when loaded differ substantially because both the second and the third draw great static resources from geometrical second order effects and plastic adaptation.

That is, highly concentrated loads are supported [18] [19] [20] [21] by means of membrane behaviour and local yielding of steel which improve in an extraordinary way the static resources of the structure, so much so that, based on experimental results [22], the largest bridges of this type [23] [24] have been designed by reducing to a half or even less the stresses calculated in the first order approach for system II and those of system III have even been left out completely in calculating the maximum total stresses.

It seems that in this sector, so important for the development of steel bridges, a great deal of theoretical and experimental research is to be hoped for, and the problems bound up with fatigue and shake down phenomena should not be neglected.

4. Roof decking and wall cladding bracing effect

It is by now quite frequent for the roof deckings of light gage corrugated sheets to be fastened to beams of the roof by plug welds, shot nails or rivets with the intention of giving the roof decking the function of ensuring the lateral stability of the beams as well as the job of sharing out the horizontal forces due to wind or earthquakes to the vertical structures. This leads to the elimination of the roof bracings (fig. 9) which, usually, in order to avoid interference with the purlins and girders of the roof, call for construction details (plates and ribs) that are expensive and out of proportion to the dimension of the bracing members themselves.

In this field interesting studies and experiments have been started in the U. S. A. at Cornell University [25] to establish the limits within which a light-gage steel roof or floor decking can restrain lateral buckling of truss chords, beams and purlins. It seems that the interaction of a shear-resistant metal diaphragm made up of corrugated sheets can produce a several-fold increase (6 to 8 times) in carrying capacity and the yield moment of beams appears to be readily obtainable.

Equally brilliant results have been obtained at Cornell [26] [27] [28] [29] by studying the behaviour of columns directly connected by corrugated sheets or by horizontal purlins and corrugated sheets.

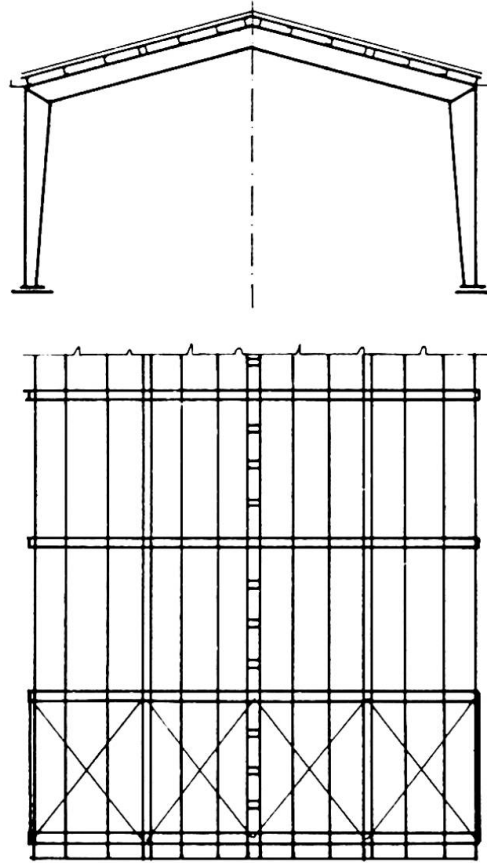


fig. 9



fig. 10

The weak axis buckling of columns is prevented up to the elastic limit load. Above the elastic limit load the influence of diaphragm bracing is less pronounced and less predictable. If diaphragm bracing are connected to girts, which in turn are connected to the columns with a twist-restraining column girt connection, the critical load may be increased to that of a column having an effective length equal to the girt spacing.

The results from the above research have been very encouraging, and it is to be hoped that the work will be pursued until arriving at sufficiently simple calculating rules. Nevertheless, it seems that, while in the case of the beams the presence and therefore the efficiency of shear-resistant diaphragms can be guaranteed in time, the same cannot be said for the columns where the need to open doors or windows can substantially modify the original situation.

But the interaction between cladding and main structure to ensure the overall functioning of the wind bracing of the structure does not yet seem to have received systematic treatment, even if there are structures with even very large spans (fig. 10) which rely on this. It is certainly to be hoped that the question will be looked at theoretically and experimentally in the future.

5. Soil structure interaction

Interaction effects similar to those mentioned above between main and secondary structures, or between structures functioning in parallel, also arise between the structure and its foundation soil.

They are effects that are known and studied only with reference to particular cases [30] [31] [32] [33], but important for all that. They regard two materials that are widely differing in their behaviour (steel or concrete and soil) especially when faced with creep and relaxation phenomena.

Consider for example a steel skeleton frame construction with hinged connections that has columns founded on independent footings and so dimensioned as to commit the soil homogeneously and so that the bulbs of pressure do not significantly interfere with each other. The fact that one column is submitted to a maximum live design load while those adjacent to it are subjected only to the permanent loads will not substantially alter the state of stress in the steel structure above the ground, and thus there will be no appreciable interaction phenomena.

But now consider a construction with extremely rigid loadbearing structures, such as a silo for minerals (fig. 11).

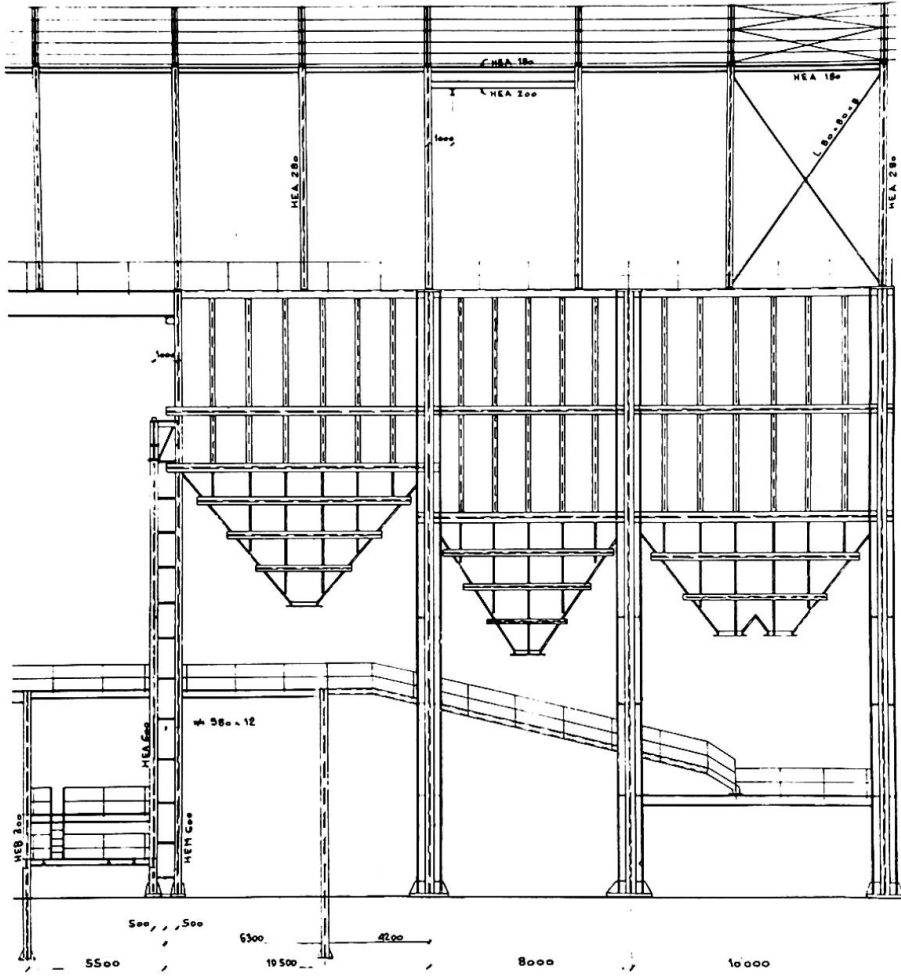


fig. 11

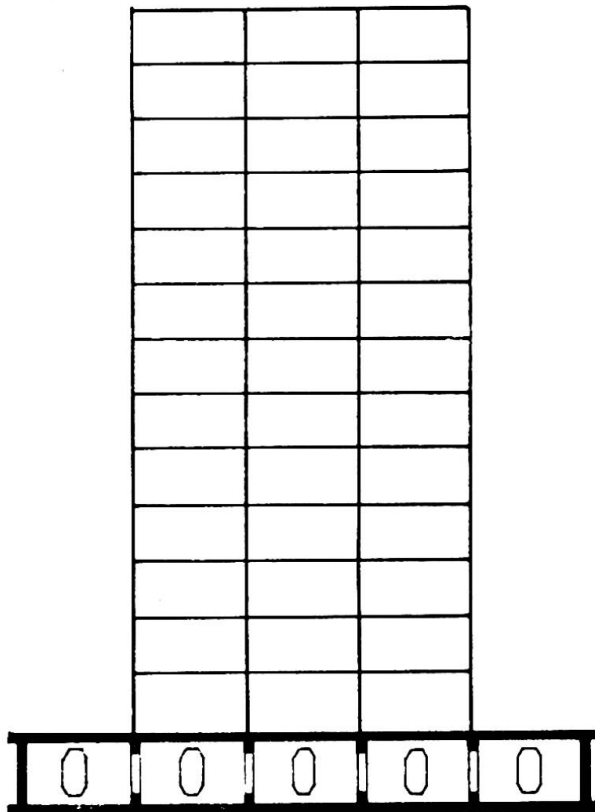


fig. 12

Here if isolated plinth foundations are used, it is practically impossible on the one hand to prevent the pressure bulbs interfering with each other, while on the other hand the rigid walls above the ground have a high power of distribution between the pillars.

It follows that live loads present in a limited central zone tend to transfer to the adjacent zones until reaching complete and uniform distribution between the columns and on the ground. The latter, however is more deformable in the central area, where the pressure bulbs interact, than at the perimeter. It can then be said that the perimeter pillars tend to be the most loaded.

Return now to the case of the hinged steel skeleton, but this time with a box-plate foundation (fig. 12) of great stiffness. Here the distribution of loads on the steel structure will have but little influence on the soil response and in this regard only the resultant in position and size will count. In these conditions the presence of live loads only in the central zone will lead to high bending moment and shear values in the box-plate. The shear will be particularly dangerous because, as is well known, in this kind of foundation the walls are impaired by the presence of doors or windows which give rise to important Vierendel effects.

These interaction phenomena are particularly worrying when the ground water level varies in time.

For example, over the last 20 years the level in Milan has fallen by about 25 m. and the same thing happens in cities where the water is drawn from the sub-soil.

The consequent ground settlement which is without linear characteristics, especially if the stresses in the zone are not uniform, profoundly modifies the state of stress of structures on it, because it leads to relative vertical displacements in the order of centimeters.

The cathedral of Milan is in this situation, and costly repair work is going on to strengthen the structures concerned (main arches and main columns) and to arrest the movement of the relative foundations.

Finally it should be remembered that during the construction of a building the stiffness ratios between structure and soil vary continuously in the sense that creep phenomena in time diminish soil rigidity, but the rigidity of the building increases as the structures are erected and connected with wind braces, so that even this aspect of the problem should not be neglected in designing.

Furthermore the behaviour of the foundation soil is in general substantially modified when new buildings are constructed beside those already there, as happens for example when a warehouse is extended.

Even if this is a field at the border between structural engineering and soil mechanics, it seems to deserve more attention from engineers and research workers than it has so far received.

6. Non structural elements

The interaction between those elements which are structural and others which are not, that is between load bearing structures and finishings such as floors, partition and curtain walls, ceilings, is generally undesirable in that it can lead to disconnections, cracks and ruptures in the non-loadbearing elements. For these reasons curtain walls, for example, are designed as elements to be hung from the perimeter of the loadbearing structure with suitable expansion joints to allow free expansion. Similarly the partition walls are clamped to the slabs or the beams of the upper edge by highly deformable elements (springs and padding) which reduce to reasonable limits the loads absorbed by the partition wall in relation to its connection with the upper slab without making it break away from the latter when the lower slab is more heavily loaded. This expedient avoids the inconveniences mentioned in the introduction (figs. 3 a and 3 b).

In the same way the interaction between the slab and the flooring may give rise to cracks in the latter corresponding to the areas of negative moment. This happens when floating floors are not used, nor suitable expansion joints in the floor itself.

Nevertheless there are cases in which the interaction between masonry walls and the steel structures which support them can be advantageous. This is the case of brick walls stiffened by I beams and channels. Fig. 13 shows how a 12 cm thick masonry wall is supported on a free span of about 14 m by CNP 140 horizontal channels. Vertical tendons connect the upper and lower channel so as to suspend the dead load of the brick wall to an incorporated arch of which the lower channel is the tie. Actually this is quite a common way to obtain economic and well insulated exterior claddings but the study of such behaviour should be improved.

The same can be said about claddings obtained with exterior corrugated sheets connected to horizontal steel beams [34]. In this case obviously the decking acts only as a shear-resisting member while bending moment must be supported by the steel girts.

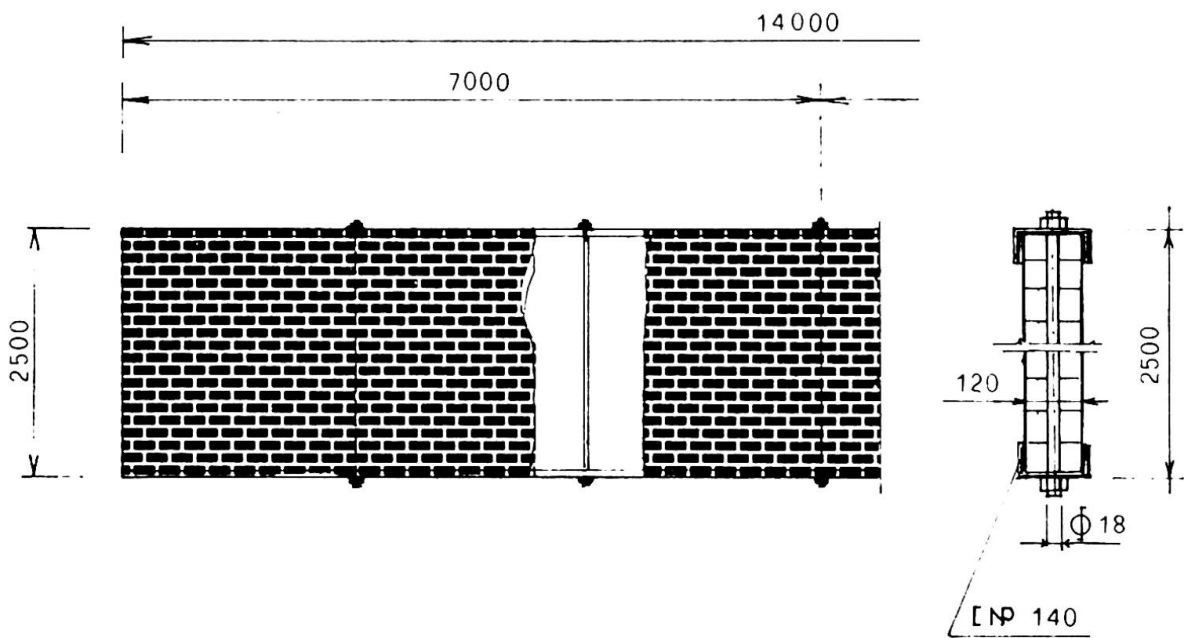
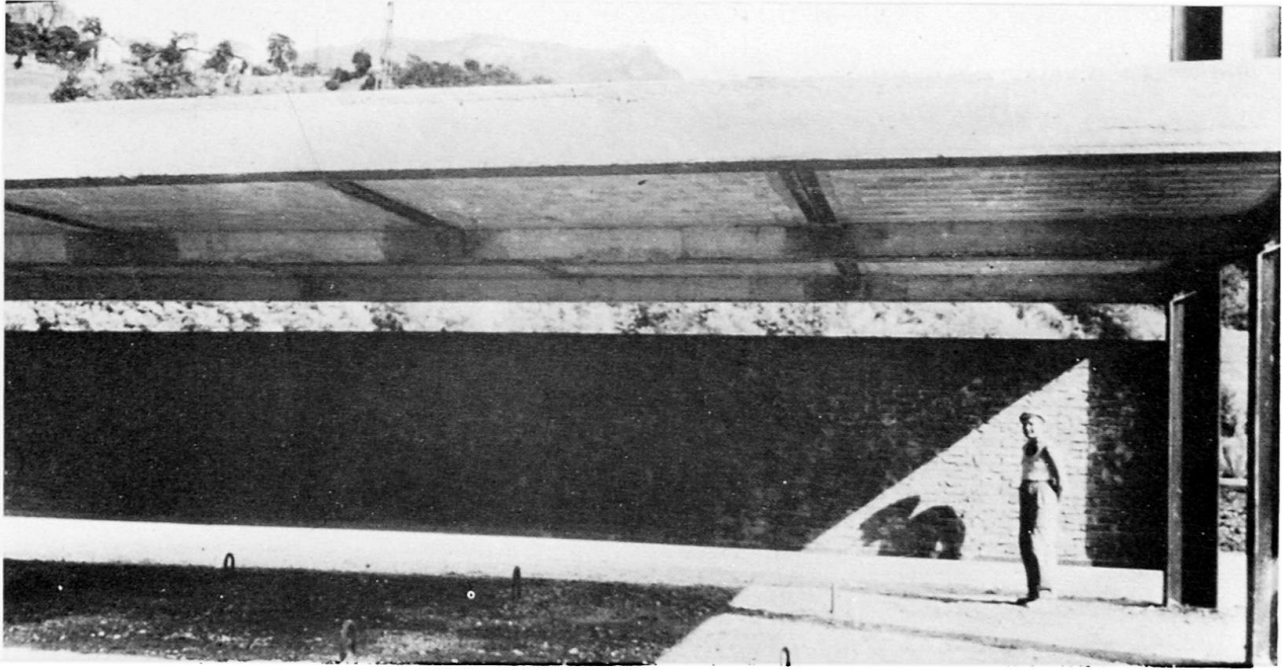


Fig. 13

7. Conclusions

This paper has been an attempt to set out certain favourable and unfavourable aspects of interaction phenomena which occur between parts of the loadbearing structure, between this and the soil or between the main loadbearing structure and secondary structural or non-structural elements.

It seems that the most studied aspects of this problem, as is only human, are those which, through interaction phenomena, lead to favourable results and so to more economical and rational construction. But those interaction effects that lead to the overstressing of structural and non-structural parts have been less studied.

Generally speaking more research has been done on housing and office blocks and on bridges. Much less studied are the problems that occur in factories where, however, it seems that a three-dimensional vision even of the present structural approaches might lead to considerable gains at least where the live loads are not uniformly distributed.

In general, then, it seems that considerable benefit might still be derived from a correct evaluation of the effects of interaction in the presence of dynamic actions (wind and earthquakes) not only in the evaluation of the deflections but also of the general collapse load.

The unfavourable effects of interaction due to temperature have also been too little studied.

These effects are growing in importance as the buildings rise in height and enlarge more and more, with part of the main structure free in the air.

Interesting work has been done, or is in progress, on the effects of interaction between decks and beams, and claddings and columns.

In many cases lateral stability of the beams can be ensured simply by suitably fixing the decking to them, and it seems probable that this will lead to safe design in this field. It is certainly to be hoped that this research will be extended.

The importance of preventing the weak axis buckling of columns through the bracing effect of cladding and purlins seems to be interesting only for smaller factories and one-storey buildings.

The need to ensure that the cladding is not removed makes it, in fact, too great a drawback for the user.

The interaction between soil and structure should receive more attention from the structural engineer, especially today when industrialisation has led to the construction of big industrial plants in zones, such as river mouths, where the ground may in time prove to be particularly yielding.

Interactions between loadbearing structure and finishings are generally undesirable. The designer should, with certain exceptions, try to avoid them or contain their effects, but to be able to do so more knowledge is required of the static response of non static materials.

8. Aknowledgments

In concluding this report the author wishes to thank his colleagues H. Beer, S. J. Errera, F. R. Khan, J. R. Novak, W. W. Sanders, M. G. Salvadori, I. M. Viest, who kindly informed him of the work they had in progress or of which they had notice and gave suggestions on arguments of interest in the field. He is also grateful to the American Institute of Steel Construction and to the European Convention of Constructional Steelwork Associations for the opportunity he had to get fresh information in the field at the 22 nd AISC National Engineering Conference (Pittsburgh, May 1970) and at the C. C. S. A. General Assembly (Düsseldorf, June 1970).

9. References

- [1] F. R. KHAN and J. A. SBAROUNIS - Interaction of shear walls and frames - Journ. ASCE, June 1964
- [2] F. R. KHAN, S. H. IYVENGAR and J. P. COLACO - Analysis and design of the 100-storey John Hancock Centre in Chicago (U. S. A.) - Acier Stahl Steel, June 1968
- [3] F. R. KHAN - Recent structural systems in steel for high-rise buildings - BCSA Conf. on steel in Architecture - London, Nov. 1969
- [4] F. R. KHAN - New systems for steel framed building - 22 nd A I S C Nat. Eng. Conf. - Pittsburgh, April 1970
- [5] F. DE MIRANDA e A. G. BOLOCAN - In sintesi i moderni criteri di progettazione delle strutture in acciaio negli edifici multipiano - Costruzioni Metalliche - N. 3 - 1969
- [6] C. MASSONET - Les perspectives de la construction métallique - Annales des travaux publics de Belgique - N. 3 - 1968/69
- [7] A. RUTENBERG - Multistory frames and the interaction of rigid elements under horizontal loads - M. Sc. Thesis, Technion - Israel Institute of Technology - Haifa 1966

- [8] A. BEN - ARROYO - Preliminary wind analysis of multistorey bents - Engineering Journal A. I. S. C. - N. 1 - 1970
- [9] E. R. LAUGHLIN and H. H. WEST - Temperature effects on high-rise buildings AISC Nat. Eng. Conf. - Pittsburgh, April 1970
- [10] I. MUNTEARM - Sulla ripartizione degli sforzi attraverso le controventature della struttura metallica di un capannone industriale - Acier Stahl Steel - N. 5, 1970
- [11] N. BALUT - Contributie la studiul grinzilor de rulare metalice - Doctor thesis Institutul Politehnic Timisoara - Roumanie - 1970
- [12] NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM REPORT 83 - Distribution of wheel loads on highway bridges - Highway Research Board - 1970
- [13] F. LEONHARDT - Neue tendenzen in Berechnung und Konstruktion von Weitespannten Brücken und Viadukten - 8th A. I. P. C. Congress Prel. Pub. , 1967
- [14] G. CERADINI e C. GAVARINI - Teoria dei ponti in curva a travi multiple - Costruzioni Metalliche, N.ⁱ 2, 3, 4, e 6, 1965
- [15] C. CULVER, D. BROGAN, D. BEDUAR - Analysis of curved girder bridges - Engineering Journal A, I. S. C. , N. 1, 1970
- [16] R. E. ROWE - Concrete bridge design - Wiley 1962
- [17] A. C. SCORDELIS - Analysis of continuous box girder bridges - Struct. and Mat. Res. Rep. SESM - 67-25, Un. of Cal. 1967
- [18] M. CAPURSO - Comportamento elastoplastico delle piastre sottili metalliche nel campo dei grandi spostamenti - Costruzioni Metalliche, N. 1, 1968
- [19] M. CAPURSO e R. RAMASCO - Il calcolo elastoplastico delle piastre metalliche nel campo dei grandi spostamenti attraverso le differenze finite - Costruzioni Metalliche N. 3, 1968
- [20] C. MASSONET - General Theory of elasto-plastic membrane-plates - Engineering plasticity - Cambridge Un. Press, 1968
- [21] M. CAPURSO e R. RAMASCO - Sul collasso elastoplastico delle piastre metalliche compresse al perimetro - Costruzioni Metalliche N. 2, 1969
- [22] K. KLÖPPEL - Über zulässige spannungen im Stahlbau - Stahlbau Tagung Baden-Baden, 1954 - Stahlbau Verlag, Köln 1958

- [23] W. PELIKAN and M. ESSLINGER - Die Stahlfarbelm, berechnung und konstruktion - M. A. M. Forschungsheft N. 7 - 1957
- [24] H. BEER - Die Europabrücke über dem Silltal in Tirol - Der Bauingenieur, Vol. 36, 1961
- [25] G. PINCUS, G. P. FISHER - Behavior of diaphragm-braced columns and beams - Proc. A. S. C. E. , Vol. 92 - April 1966
- [26] T. V. S. R. APPARAO - Tests on light-gage steel diaphragms - Rep. n. 328, Dep. of Str. Eng. Cornell Un. - Dec. 1966
- [27] S. J. ERRERA, G. PINCUS, G. P. FISHER - Columns and beams braced by diaphragms - Proc. A. S. C. E. - Vol. 93, Feb. 1967
- [28] L. D. LUTTRELL - Strength and behavior of light-gage steel diaphragms - Cornell Eng. Res. Bull. , 67-1 - 1967
- [29] T. V. S. R. APPARAO, S. J. ERRERA, G. P. FISHER - Column braced by girts and diaphragms - Proc. A. S. C. E. - Vol. 95, May 1969
- [30] E. SCHULTZE - Beispiele für Setzungsbeobachtungen in bindigen und nicht-bindigen Böden - Proc. of the European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - Wiesbaden 1963
- [31] H. SOMMER - A method for the calculation of settlements, contact pressures and bending moments in a foundation including the influence of the flexural rigidity of the superstructure - Proc. 6th Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. - Montreal 1965
- [32] J. FELD - The factor of safety in soil and rocks mechanics - Proc. 6th Int. Conf. on soil mech. and found. Eng. - Montreal 1965
- [33] S. CHAMECKI - Calcul des tassements progressifs des fondations, en tenant compte de l'interaction des structures et du sol - Annales de l'Institute technique du bâtiment et des travaux publics -N. 261, 1969
- [34] C. MASSONET - Poutres de grandes dimensions a ame mince - 8th A. I. P. C. Congress Prel. Pub. 1967

Summary

The report deals with the interaction of different structural elements and assemblies so as to avoid on the one hand overdimensioning and on the other hand overstressing of structural elements. The interaction between frames, bracings, walls, floor slabs, and roofing in buildings, halls and sheds is considered as well as between main girders, bracings and floor slab decks in bridges, and also between the main structure and the soil. Parasitic effects are finally discussed concerning secondary structural or not structural elements.

Résumé

Ce rapport concerne l'étude de l'interaction entre éléments et ensembles structuraux. Cela vise à éviter d'une part le surdimensionnement et d'autre part les tensions excessives dans le calcul des structures. On considère l'interaction entre les cadres, les contreventements, les parois, les dalles et les toitures des bâtiments; de même pour les ponts, entre les poutres principales, les contreventements, les entretoisements, et le tablier. On discute aussi de l'interaction particulière qui se produit entre la structure et le sol. On considère finalement l'interaction entre les éléments soutenus par la structure et la structure elle-même.

Zusammenfassung

Dieser Bericht betrifft die Wechselwirkung zwischen Bauteilen und Bauten, mit dem Zweck, einen rationalen Entwurf, ohne Ueberdimensionierung einerseits oder Ueberbelastung andererseits zu erlauben. Die Wechselwirkungen zwischen Stockwerkrahmen, Windverbänden, Wänden, Decken und Dächern in Gebäuden, Hallen und Shedkonstruktionen, zwischen Hauptträgern, Windverbänden und Decken von Brücken, und auch zwischen Hauptkonstruktionen und Baugrund, werden betrachtet.

Die Nebenwirkungen auf sekundäre Bauteile und nicht zum Bauwerk gehörenden Elementen werden ebenfalls diskutiert.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIa

Seilkonstruktionen und seilverspannte Konstruktionen

Cable Networks and Cable Stayed Structures

Résilles de câbles et structures haubannées

FRITZ LEONHARDT

Universität Stuttgart
Deutschland

1. Einleitung

Seilkonstruktionen haben dem Menschen schon im Altertum gedient, man denke an die mit Seilen verspannten Maste ägyptischer Segelschiffe, an Hängestege der Naturvölker oder an seilverspannte Zelte. In der Form von Hängbrücken führten die Seilkonstruktionen schon im letzten Jahrhundert zu großartigen Ingenieurleistungen, z.B. bei Roebling's Brooklyn Bridge in New York. In den letzten 20 Jahren jedoch wurden vielgestaltige neue Seilkonstruktionen entwickelt, die dem Bauen mit Seilen einen neuen Auftrieb gaben. Den Anstoß hierzu gab zunächst der Franzose B. Laffaille, der 1936 auf dem zweiten Kongreß der IVBH über sattelförmige Blechschalen für weitgespannte Dächer berichtete und damit zum ersten Mal den Gedanken des Daches mit antiklastischer Krümmung aufbrachte, der dann 1950 bei der berühmt gewordenen Halle für die Raleigh-Arena mit einem sattelförmig gespannten Seilnetz verwirklicht wurde (Idee: Architekt M. Nowicki, Ingenieur F. Severud). Die Hängedächer erhielten einen starken Auftrieb durch das 1954 erschienene Buch von Frei Otto: "Das hängende Dach" (1), das in vielen Übersetzungen rasch in der ganzen Welt Verbreitung fand. Frei Otto zeigte darin eine große Zahl möglicher Formen für zugbeanspruchte Konstruktionen, die er mit seiner ungewöhnlichen Phantasie an kleinen Modellen entwickelte und mit zahlreichen Skizzen und Photos darstellte. Seine weiteren Bücher (2) mit dem Titel "Zugbeanspruchte Konstruktionen", die 1962 und 1966 erschienen sind, gaben eine weitere Fülle von Anregungen für die entwerfenden Architekten und Ingenieure. Der im wesentlichen von ihm entworfene Deutsche Pavillon auf der Weltausstellung Expo 67 in Montreal (3) (4) offenbarte dann die großen Möglichkeiten der Formgebung weitgespannter zeltartiger Dachkonstruktionen für die ganze Welt. An vielen Orten wurden Hängedächer unterschiedlichster Art und Größe entworfen und gebaut. So war es auch nicht zu verwundern, daß beim Wettbewerb für die Sportanlagen der Olympiade 1972 in München mehrfach Hängedächer vorgeschlagen waren und der erste Preis einem Entwurf der Architekten G. Behnisch und Partner, Stuttgart,

zufiel, der die ganzen Sportanlagen mit einer Landschaft zeltförmiger Hängedächer zu überdecken vorsah (Fig. 1). Diese 'Olympia-Dächer München' sind im Bau und werden vor dem IX. Kongreß fertiggestellt sein, sie bilden derzeit wohl einen Höhepunkt bei der Verwendung seilverspannter Konstruktionen. Interessante Berichte hierüber dürfen zum Kongreß erwartet werden.

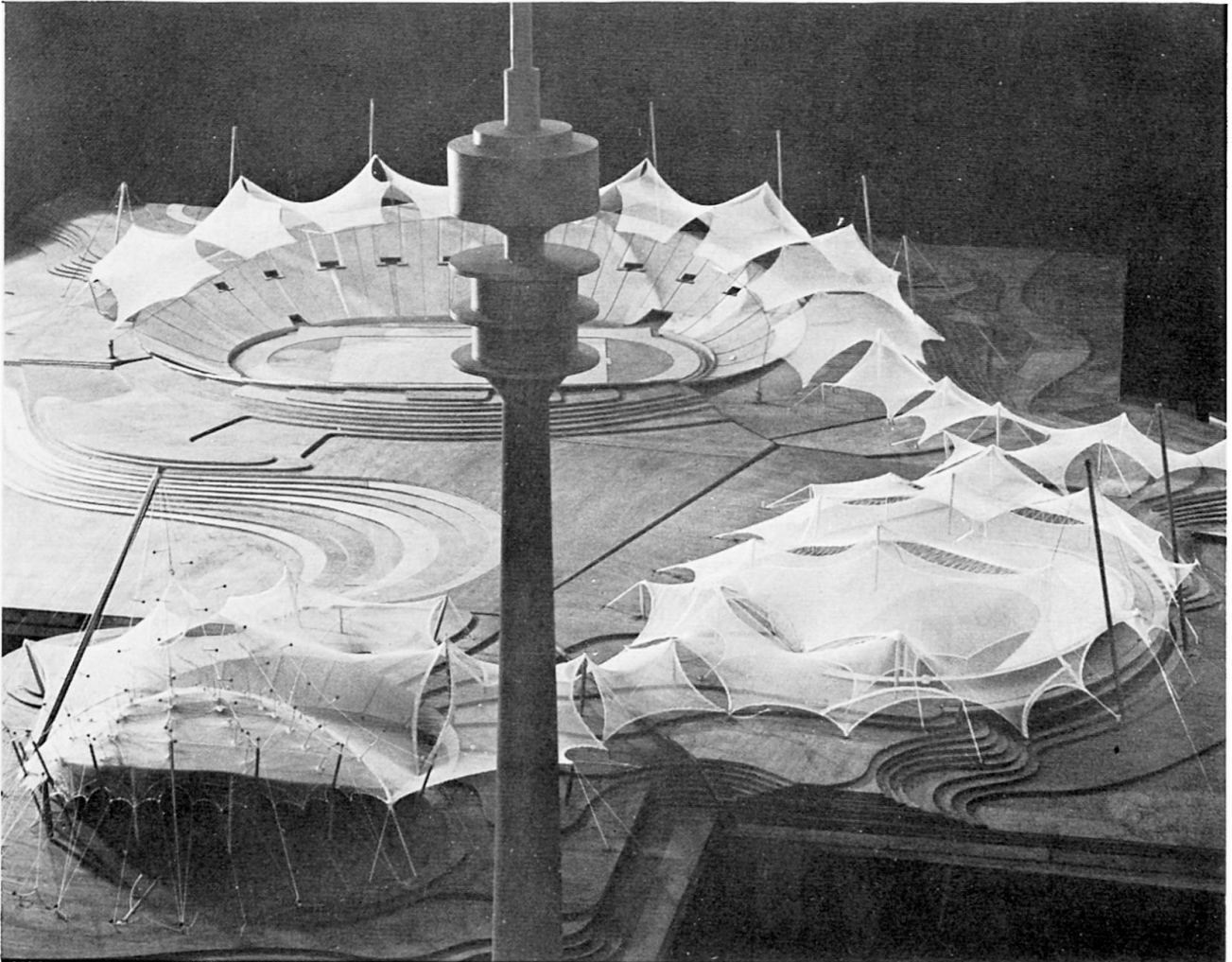


Fig. 1

Fig. 1 Seilnetz-Dächer für die Sportstätten der Olympiade 1972 München. Modellphoto. Entwurf G. Behnisch u. Partner, Frei Otto. Ing. Leonhardt u. Andrä

Fast im gleichen Zeitraum, indem sich die Hängedächer so ausgebreitet haben, entdeckten die Ingenieure gewissermaßen neu, welche Hilfe straff gespannte Schrägseile zur Unterstüzung weit gespannter Balken für Brücken und Hallen geben können. F. Dischinger gab die Anregung hierzu durch seine Entwürfe für Schrägseilbrücken (5). Auch hierüber wird einiges zu sagen sein.

Die neue Entwicklung der Seilkonstruktionen beruht vor allem darauf, daß die heute für Seile verwendeten hochfesten Stähle hohe Spannungen erlauben und diese hohen Spannungen dazu benützt werden können, den Seilkonstruktionen die notwendige Steifigkeit gegen Verformungen, z.B. durch Wind und

dergl., zu geben, die mit schlaffen Seilen mit niedrigen Spannungen nicht zu erreichen war. Die hohen Spannungen bedingen andererseits eine gründliche Beschäftigung mit allen Einflüssen, die die Festigkeit der Seile beeinträchtigen und die damit bei hohen Spannungen für die Sicherheit solcher Tragwerke gefährlich werden können. Gerade hierzu sind Beiträge erwünscht.

Es sei noch bemerkt, daß im gestellten Thema nur Seile als Zugglieder genannt sind, wir wollen jedoch dadurch die aus Litzen, Drähten, Stäben, Bänder oder Ketten hergestellten Zugglieder nicht ausschließen, zudem sie für manche Zwecke den Seilen vorgezogen werden müssen.

Schließlich sei noch bemerkt, daß der Verfasser für die Abfassung dieses Berichtes nicht die Zeit hatte, die sehr umfangreiche Literatur zu diesem Thema gründlich durchzuarbeiten; er gibt diesen Bericht vielmehr nur aus der Kenntnis der Probleme und der Erfahrungen, wie sie sich aus dem fast täglichen Umgang mit dem Entwurf, der Berechnung und dem Durchkonstruieren seilverspannter Bauwerke, wie z.B. großer Schrägkabelbrücken und der Olympia-Dächer München ergeben. Sofern wesentliche Beiträge und Ereignisse zum Thema unerwähnt bleiben, bittet der Verfasser im voraus um Entschuldigung. Die Lücke ist dann durch einen Beitrag zum Kongreß zu schließen.

2. Einfach gekrümmte Seiltragwerke

Hängedächer werden konstruktiv und für die Bauausführung am einfachsten, wenn sie nur einfach gekrümmt sind. Ihre Steifigkeit wird dabei einerseits vom relativen Durchhang der Seile $f : l$ und andererseits vom Gewicht der Dachdeckung beeinflusst. Je kleiner der Durchhang im Verhältnis zur Spannweite, umso kleiner kann das Dachhautgewicht sein. Nach den bisherigen Erfahrungen genügen bei $f/l = 1/15$ rd. 100 kp je m^2 für die erforderliche Steifigkeit gegen winderregte Schwingungen, wenn die Dämpfung genügend hoch ist. Bei dem ersten Dach dieser Art, dem vom Verfasser entworfenen Hängedach über dem Stadtbad Wuppertal (1956) (6) wurde zudem festgestellt, daß eine dünne, monolithisch hergestellte Betonplatte, die die Hängestäbe einschließt, auch eine erhebliche Schalenwirkung aufweist, die sich z.B. bei einseitiger Schneelast günstig auswirkt. Solche Hängedach-Membranen müssen allerdings an den Rändern gut verankert sein, weil dort in schmalen Zonen Sogkräfte auftreten, die mit ihrer Spitze bis zu etwa 400 kp/m^2 anwachsen können und so das Eigengewicht des Daches überschreiten.

Derartige Hängedächer sind nunmehr wiederholt gebaut worden, so bei der Trainings- und Ausstellungshalle Dortmund mit einer Spannweite von 80 m und bei einigen Flugzeughallen. Beim Schwimmbad Göppingen (6) haben sich nur 3 cm dicke Spannbetondielen, die auf den Hängestangen verlegt wurden, bewährt. Für die große Jumbo Jet-Wartungshalle der Deutschen Lufthansa auf dem Flughafen Frankfurt/Main (Entwurf: Dyckerhoff u. Widmann KG) (7) (Fig. 2) wurde das Hängedach aus Leichtbeton hergestellt und über zwei Felder gespannt, so daß in der Längsrichtung eine stützenfreie Hallenlänge von 270 m entstand. Als Zwischenunterstützung wurde ein Spannbetonhohlkasten gewählt. Der hochfeste, vorgespannte und daher rissefreie Leichtbeton ist für solche Hängemembranen ein willkommener Baustoff.

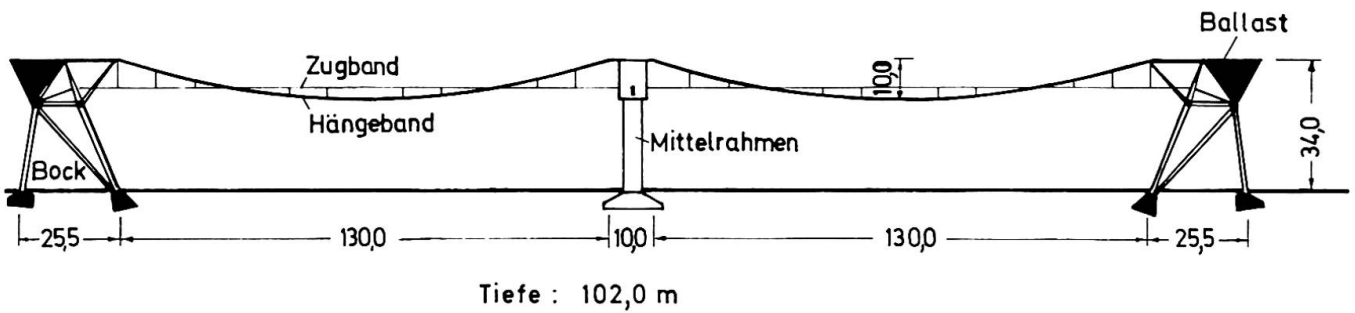


Fig. 2

Jumbo Jet-Wartungshalle der Deutschen Lufthansa in Frankfurt,
Leichtbeton-Hängedach. Entwurf Dywidag. 1969

Man darf mit einer langen Lebensdauer und sehr geringen Unterhaltskosten rechnen, was für solche Hallen von großer Bedeutung ist.

Für die Wirtschaftlichkeit solcher Hängedächer spielt die Art der Verankerung der großen Horizontalkräfte eine wesentliche Rolle. Bei verschiedenen Hallen wurden sie über einen Dreiecksbock mit einem im Boden verankerten Zugstab aufgenommen; bei der Frankfurter Jumbo Jet-Halle hat man auf einem Stützbock oben große Beton-Ankergewichte angeordnet.

Man ist natürlich bestrebt, das Eigengewicht solcher Hängedächer so leicht wie möglich zu halten, um damit die Seil- und Ankerkräfte zu mäßigen. Dabei bieten sich heute die aus dünnen, kaltverformten Blechen hergestellten Tafeln an, deren Zusammenwirken mit den Seilen jedoch sorgfältig überlegt werden muß. Mit der erforderlichen Wärmedämmung und der dichten Dachhaut erhält man damit Eigengewichte, die zwischen 30 und 50 kp/m² liegen, so daß das Hängedach zusätzlich gegen Wind ausgesteift werden muß. Das klassische Beispiel hierfür ist das mit dem System Jawerth (8) erbaute Eisstadion in Stockholm-Johanneshov (Fig. 3), bei dem die Steifigkeit durch ein Seilfachwerk hergestellt wird, das mit einem gegengekrümmten Spannseil unter Spannung gesetzt wird. Die Kraft im Spannseil muß zwar auch

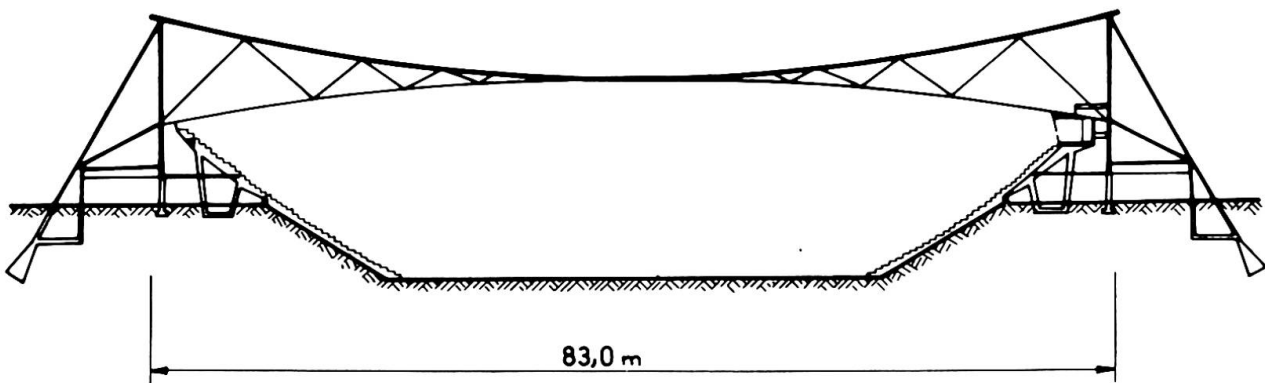


Fig. 3

Eisstadion Stockholm, System Jawerth. Mit gespanntem Seilfachwerk ausgesteift.

verankert werden, insgesamt entsteht jedoch eine Ersparnis dadurch, daß z. B. bei Schneelast die Spannseilkraft abnimmt und so der gesamte Aufwand für die Seile mit ihren Verankerungen beim vorgespannten Leichtdach doch geringer wird als beim Schwergewichtsdach.

Für die weitere Entwicklung wäre es wichtig zu erforschen, wie weit die Steifigkeit solcher Dächer herabgesetzt werden kann, ohne daß Gefahren durch Windschwingungen entstehen. Hierbei wird natürlich die durch die Art der Dachkonstruktion beeinflussbare Dämpfung eine Rolle spielen.

3. Doppelt gekrümmte Seiltragwerke

Das billigste Hängedach entsteht bei Hallen mit kreisförmigem Grundriß, indem die Seile radial angeordnet und in einem auf der Außenwand ruhenden Druckring verankert werden. Dieser Druckring, der meist aus Beton hergestellt wird, liefert die billigste Verankerung. Nahe dem Kreismittelpunkt ist ein stählerner Zugring nötig, damit die Seile in gleicher Höhenlage geführt werden können. Für die Eindeckung werden meist vorgefertigte Stahlbetonplatten auf die Seile verlegt und an den Fugen vermörtelt, so daß zum Schluß die Betonplatten durch Anspannen der radialen Seile unter Druck gesetzt werden können, wodurch eine versteifende Schalenwirkung entsteht.

Schon früh wurden solche Dächer für große Spannweiten gebaut (Sporthalle Montevideo, 1957, mit 94 m ϕ) und inzwischen oftmals wiederholt. Es sei hier auch an den US-Pavillon der Weltausstellung in Brüssel 1958 erinnert, bei dem bei 104 m ϕ auf die nach unten hängende Seilschar ein 8,5 m hoher Kreiszyylinder aufgesetzt war, von dessen oberem Rand aus eine nach außen geneigte Seilschar zum Druckring spannte und eine nach außen entwässernde Dachhaut trug.

Die Neigung der Dachhaut nach außen kann auch durch eine im Kreismittelpunkt angeordnete Stütze erzielt werden. Der Verfasser schlug schon 1954 vor, große Wasserbehälter mit einem solchen Hängedach abzudecken (6). Dieser Gedanke wurde nun von M.A. Vasarhelyi in Durban, Südafrika, mit der ungewöhnlichen Dimension von 167,8 m ϕ verwirklicht (Fig. 4)

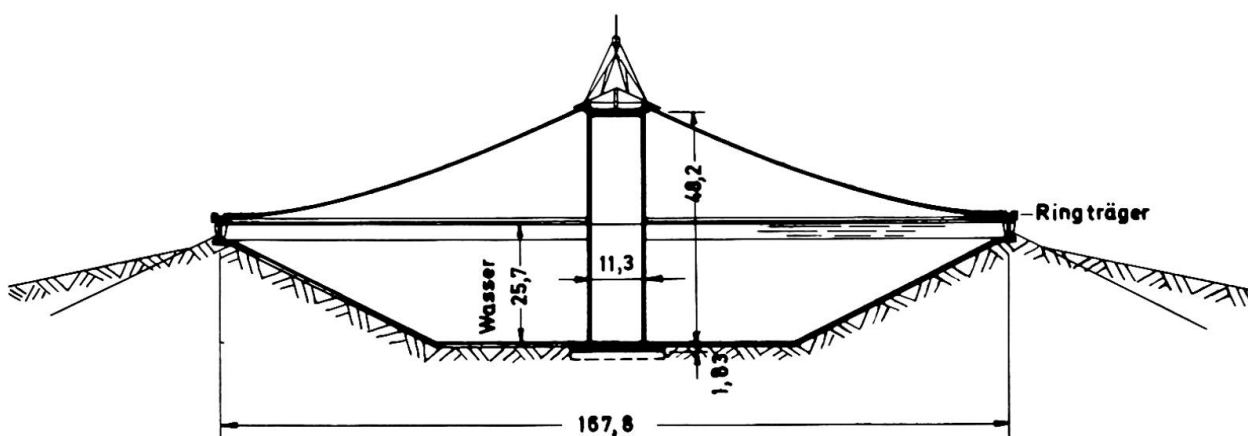


Fig. 4

Wasserbehälter in Durban SA, mit vorgespanntem Hängedach.
Im Grundriß kreisförmig.

Die Mittelstütze ist dabei als Betonröhre mit 11,3 m \emptyset ausgeführt, so daß die Verankerungen der 120 Seile am Zugring auf der Stütze untergebracht werden konnten. Als 'Seile' wurden 180 Mp-BBR-Spannkabel aus 47 Drähten \emptyset 7 mm in gewellten Hüllrohren verwendet, auf die 5 cm dicke vorgefertigte Platten mit 18 cm hohen Randrippen in konzentrischen Ringen von außen nach innen verlegt wurden. Interessant ist, daß das Dach mit den noch lose aufgelegten Betonplatten trotz deren Gewicht von rund 140 kp/m² bei starkem Wind wellenartige Schwingungen zeigte, die jedoch sofort aufhörten, als die Fugen vermörtelt und die gesamte Dachschale durch Spannen der Kabel unter Druck gesetzt wurde. Die dadurch erzielte Schalensteifigkeit ist also offensichtlich auch bei diesen doppelt gekrümmten Hängedächern nützlich, um aerodynamische Stabilität zu erreichen.

4. Zweischarige Seilnetztragwerke

Mit zweischarigen Seilnetzen lassen sich sehr verschiedenartige Formen von Netzflächen herstellen, was Frei Otto in seinen Büchern und mit dem Deutschen Pavillon Expo Montreal demonstriert hat. Dabei werden gleichmaschige Netze orthogonal, also mit zunächst quadratischen Maschen hergestellt.

Da diesen Netzen jedoch die Schubsteifigkeit fehlt, können die Maschen Rhombenform annehmen und lassen sich auf diese Weise an unterschiedlich gekrümmte Flächen anpassen. Solche Netze können in beiden Richtungen nach unten gekrümmt (synklastische Krümmung) und an den Rändern ver-

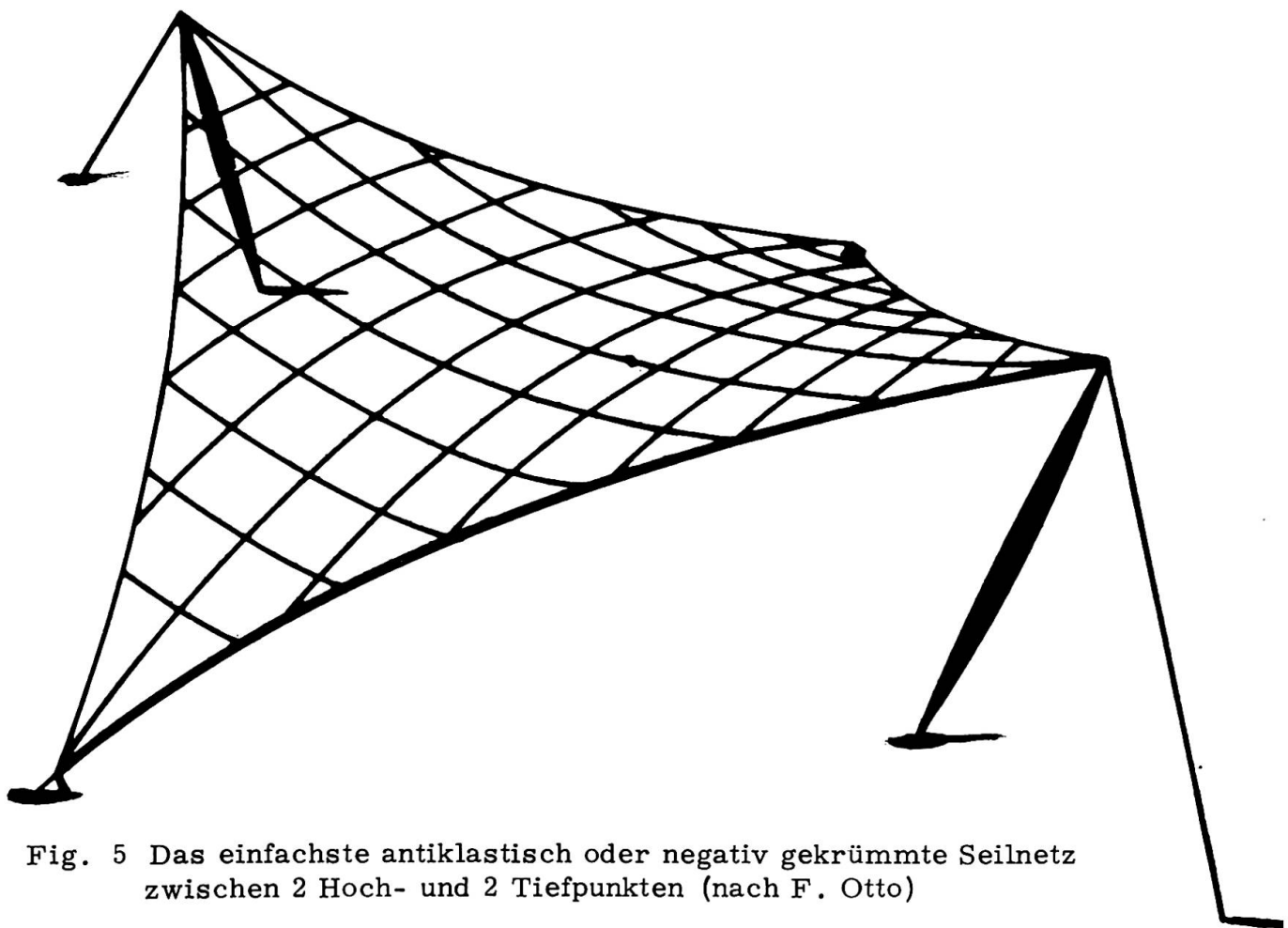


Fig. 5 Das einfachste antiklastisch oder negativ gekrümmte Seilnetz zwischen 2 Hoch- und 2 Tiefpunkten (nach F. Otto)

ankert sein und ihre Steifigkeit durch das Gewicht der Eindeckung erhalten. Meist werden sie jedoch antiklastisch geformt (Fig. 5), so daß eine Seilschar nach unten hängend die Lasten trägt, während eine zweite nach oben gekrümmte Seilschar zum Spannen des Netzes benützt wird. Das Netz wird umso steifer, je stärker die Krümmung in der Tragrichtung und je größer die Vorspannung in der Schar der Spannseile ist. Mit den heutigen Drahtfestigkeiten können selbst fast ebene Flächen noch so gespannt werden, daß die nötige Steifigkeit zum Begehen und gegen Windschwingungen erreicht wird, doch werden dabei die notwendigen Ankerkräfte groß.

Die erforderliche Vorspannung hängt natürlich auch vom Eigengewicht der Dachhaut ab; wie bei den einseitig gekrümmten Hängedächern kann auch hier die erforderliche Steifigkeit durch das Eigengewicht allein erreicht werden. Die Vorspannung zieht die tragenden Seile in ähnlicher Weise nach unten wie das Dachgewicht, sie ersetzt daher gewissermaßen Gewicht. Im Hinblick auf die Bruchsicherheit solcher Netztragwerke ist jedoch die Vorspannung das geeignetere Mittel, die erforderliche Steifigkeit zu erzielen, weil sie bei Belastung abbaut und damit die Spannungszunahme in den Tragseilen unterlinear verläuft, was wesentlich zu der hohen Sicherheit solcher Tragwerke beiträgt.

Die erstrebenswerte Sattelform führt dazu, daß man solche Seilnetze an Hochpunkten, z.B. durch Maste abstützen und nach Tiefpunkten hin abspannen muß (Fig. 5). Zwischen solchen Festpunkten werden die Netze an gespannte Randseile angeschlossen. Will man das Netz innerhalb der Netzfläche abstützen, dann muß man es auf einen großen federnden Teller auflagern, weil die Punktstützung wie bei einer Membrane zu einer ins Unendliche gehenden Spannungsspitze führt, die man den einzelnen Seilen nicht zumuten kann. Frei Otto hat an Seifenblasenmembranen gefunden, daß schlaufenartige Seile, sogenannte Augenseile geeignet sind, um Membrane oder Netze an Masten aufzuhängen, wobei die Augenseile in einer weit ausgreifenden Schlaufe die Kräfte der Netzseile gewissermaßen einfangen und zur Mastspitze führen. Dieses Prinzip wurde bei den Seilnetzdächern der Expo '67 Montreal angewandt (Fig. 6). Die Maste müssen dabei im Vergleich zu dem übrigen Dach ziemlich hoch werden.

Bei den Olympiadächern München brachte Frei Otto den einleuchtenden Vorschlag, die Randseile mit einer Primärseilkonstruktion an den Masten aufzuhängen, wodurch die steilen Partien am Dach vermieden wurden. Dabei werden die Randseile der sattelförmigen Netzfläche an zwei bis drei Stellen mit den Randseilen von Nachbarnetzen verbunden und hochgestützt, was zu den für die Münchener Dächer charakteristischen linsenförmigen Augen zwischen großen Seilnetzflächen führt (Fig. 1).

Es ist in mancher Beziehung günstiger, ein Seilnetz durch einen oder mehrere Bogen hochzustützen, die sehr schlank gehalten werden können, weil das gespannte Netz zur Knicksicherung des Bogens beiträgt. Solche bogen-gestützten Membrane oder Seilnetze wurden mehrfach ausgeführt und sind erneut für große Sporthallen im Entwurf vorgesehen (z.B. Stadion Yale University 1957 von E. Saarinen und F.N. Severud).



Fig. 6 Am Mast mit Augenseilen aufgehängtes Seilnetz
(Pavillon Expo Montreal) Bauart Frei Otto

Bei solchen Seilnetz-dächern ist zunächst der Grad und die Verteilung der Vorspannung durch die Spannseile wählbar und so zu bestimmen, daß später die Gebrauchsfähigkeit des Daches für die möglichen Lastfälle, insbesondere für Schnee- und Windlast nicht beeinträchtigt wird. Dabei muß man auch an mögliche ungleichförmige Belastungen denken. Schneelast und Winddruck belasten die tragenden Seilschar und entlasten die Spannseile. Bei Schneelast ist dabei ein gewisses Spannungsloswerden der Spannseile unbedenklich, solange die gewählte Dachhaut die dabei entstehenden Verschiebungen der Netzknoten mitmachen kann. Bei Windkräften, insbesondere bei Windsog sollte man unter Gebrauchslasten keine Seile schlaff werden lassen. Das Kriterium bei Wind ist allerdings kein statisches, sondern ein dynamisches, indem die Vorspannung zusammen mit Eigengewicht und Dämpfung so bemessen sein muß, daß keine bedenklichen Windschwingungen entstehen, also insbesondere keine Resonanzschwingungen. Zur aerodynamischen Untersuchung fehlen uns allerdings noch vielerlei Unterlagen für etwaige theoretische

sche Ansätze (es sei hier auf das im Einführungsbericht zu Thema V, "Hohe schlanke Bauwerke" zum Wind Gesagte verwiesen). Für die Windstabilität der Netzflächen sind wir daher vorläufig mehr oder weniger auf geschätzte Annahmen der Vorspannung angewiesen, die auf den Beobachtungen an bisher ausgeführten gespannten Membranen und Netzen beruhen. Dabei wurde meist als Mindestwert eine Vorspannung von 2 bis 7 t/m angesetzt. Auch bei der Verteilung der Vorspannung über die Netzbreite tasten wir noch. Das Maß und die Verteilung der Vorspannung beeinflussen natürlich die Flächenform des Netzes.

Das Auffinden oder Ausarbeiten der zweckmäßigen Form solcher Seilnetze ist ein weiteres Hauptproblem für die Entwicklung solcher Tragwerke. Man ist versucht, die Minimalflächen, die sich für gegebene Last- und Randbedingungen aus der Bedingung allseitig gleicher Spannungen (Seifenblasenmembranen) einstellen, als die günstigste Lösung anzustreben. Meist paßt jedoch die Minimalfläche nicht zu den geometrischen Bedingungen des Daches, die sich aus irgendwelchen Funktionen der Nutzung oder architektonischen Raumvorstellungen ergeben. Auch für die unterschiedlichen Lasten führt die Minimalfläche meist nicht zur optimalen Ausnutzung der Seile. Frei Otto hat zur Formfindung mehrfach Netze aus feinen Kettchen verwendet, die bei steifen Rändern zu guten Ergebnissen führten. Für Netze mit Randseilen wurden die Formen mit Textilnetzen, sogenanntem Tüll, grob gestaltet und dann mit Drahtnetzen nachgebaut, wobei man aus der Form des Tüllnetzes die voraussichtlich erforderlichen Vorspannungen durch eine grobe statische Untersuchung vorbestimmt hat. Diese Methoden führen nur dann zu einem befriedigenden Ergebnis, wenn die Fläche einigermaßen regelmäßig ist und einer einfachen HP-Fläche gleicht, sie befriedigen jedoch nicht, sobald das Netz freier gestaltet wird. Hier müssen bessere Formfindungsmethoden entwickelt werden, um eine gleichmäßigere Beanspruchung und Ausnutzung der Seilnetze zu erhalten.

Für die Herstellung solcher Seilnetzwerke ist die Kenntnis der genauen Geometrie und der Seilspannungen für den Lastfall Eigengewicht + Vorspannung zur Bestimmung der genauen Längen aller Seile unbedingt notwendig. Aus der Geometrie werden sogenannte Zuschnittspläne entwickelt, die die Zahl der gleichen Maschen des Netzes und die ergänzenden Randlängen und Randanschlüsse angeben. Von der Genauigkeit dieser Zuschnittspläne und der anschließenden Genauigkeit der Ablängung der Seile hängt das Gelingen des Baus solcher Tragwerke ganz wesentlich ab. Man war hierfür auf sogenannte Meßmodelle angewiesen, die mit möglichst großer Genauigkeit unter Beachtung der Ähnlichkeitsgesetze gebaut werden müssen. Zum Vermessen der Netzflächen boten die Geodäten ihre Kenntnisse und Methoden auf dem Gebiet der Fotogrammetrie an. K. Linkwitz und seine Mitarbeiter haben zusätzlich elektronische Rechenprogramme für den Fehlerausgleich und Zeichenprogramme für den Zuschnitt entwickelt, die zum Schluß Gleichgewichtskontrollen einbeziehen. Hierüber dürfte auf dem Kongreß ausführlich berichtet werden.

Bei der Geometrie der Seilnetze sind die Längen- und Winkeländerungen vor allem im Hinblick auf die Dachhaut zu beachten. Im Falle der Olympia-Dächer München wurden Winkeländerungen bis zu 7° festgestellt, so daß

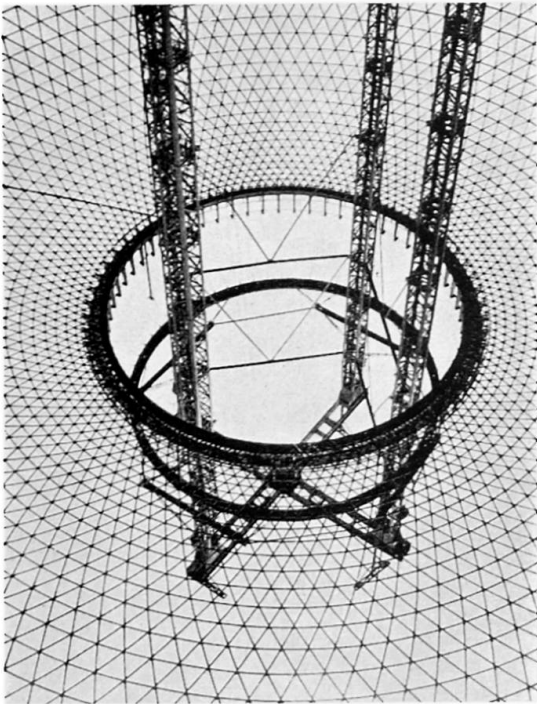


Fig. 7

Dreiecks-Netz an einem Bauwerk in der Tschechoslowakei bei der Montage

vorgespannten Netze veröffentlicht (11), die die Verformung der Netze durch Last berücksichtigt, die bei diesen verhältnismäßig weichen Tragwerken einen großen Einfluß hat. Für die Olympia-Dächer, München, gelang es nun J. Argyris und Mitarbeitern (Scharpf, Biguenet und Schlaich) ein Programm aufzustellen, mit dem Kräfte und Geometrie so komplizierter Seilnetzkonstruktionen, wie die des Daches über der Sporthalle bei 3600 Netzknoten und insgesamt 10 800 Unbekannten für unterschiedliche Lastfälle durchgerechnet werden konnten. Dabei wurde das Netz dadurch vereinfacht, daß man die im Abstand von 75 cm vorgesehenen Seile zu Seilen mit 3 m Maschenabstand zusammengefaßt hat. Das Programm baute auf früheren Arbeiten von J. Argyris auf und berücksichtigt die Verschiebung der Netzknoten, also die nichtlineare Geometrie. Für die Dehnung der Seile wurde dabei zunächst linear mit einem für die mittleren Spannungen zutreffenden E-Modul gerechnet. Die Lösung wird iterativ erreicht, wobei eine gute Konvergenz erreicht wird, wenn die Form vom Modell her nicht zu schlecht ist. Das Verfahren setzt für so große Netzwerke allerdings eine sehr leistungsfähige Rechenanlage voraus (z.B. CDC 6600).

Auch an anderen Stellen sind Theorien und Programme entwickelt worden, es sei hier vor allem auf die Arbeit von D.P. Greenberg in (12) hingewiesen, die auch das nichtlineare Dehnungsgesetz der Seile erfaßt. An Beispielen kleiner Netze wird die sehr große Sicherheit der vorgespannten anti-klastischen Seilnetzwerke rechnerisch nachgewiesen, die gerade durch die Verschiebungen und das nichtlineare Verhalten von Seilen weit über Erwarten günstig beeinflußt wird.

die Dachhaut mit großen Bewegungsfugen versehen werden muß. Für die weitere Entwicklung müßte man sich überlegen, derart große Winkeländerungen durch Einbau von diagonalen Seilen oder - für wechselnde Winkelrichtung - von zug- und druckfesten Diagonalstäben zu verhüten. Man kommt so zum dreiecksförmigen Netz, das gemäß der Fig. 7 in der Tschechoslowakei angewandt wurde (Objekt nicht bekannt).

Was den Modellbau anbelangt, so zeigte sich, daß der Modellmaßstab nicht kleiner als 1:50 sein sollte und daß die Modellbautechnik zur besseren Erfüllung der Ähnlichkeitsbedingungen weiter entwickelt werden muß.

Ein günstigerer Weg wurde mit Hilfe der elektronischen Berechnungen gefunden. Schon bei dem Symposium 1963 der IASS in Paris über Hängedächer hat F.K. Schleyer eine Theorie für die Berechnung der Seilnetze vorgelegt (10). Fast gleichzeitig hat A. Siev in den Abhandlungen der IVBH 1963 eine allgemeine Theorie der

Die Möglichkeiten des elektronischen Rechnens werden so zu einer bedeutungsvollen Hilfe für die Bemessung und Ausführung solcher Netztragwerke, bei denen die doppelte Nichtlinearität auf den früheren klassischen Wegen vor allem bei großer Knotenzahl und ungleichförmigen Lasten numerisch nie zu bewältigen gewesen wäre.

4. Konstruktive Einzelheiten von Seilnetzwerken

Die konstruktiven Einzelheiten der Seilnetzwerke beginnen mit der Maschenweite der Netze, die man von der Art der Dachhaut abhängig machen sollte. Frei Otto bevorzugt das 50 cm-Netz, das er für Montreal gewählt hat und das sich dort für die Montage der unter das Netz gespannten Kunststoffhaut bewährt hat, weil man einigermaßen sicher darauf herumklettern kann. Maschenweiten kleiner als 50 cm bieten sich an, wenn man das Netz z. B. in eine Perlitebetonschicht einbetonieren will, wie der Verfasser dies mehrfach für Hängedächer über Kirchen gemacht hat. Hat man jedoch eine biegesteife Dachhaut, so werden größere Maschenweiten durch die Verringerung der Zahl der Knoten und Randseilschellen zweifellos wirtschaftlicher. Der Seilabstand sollte dann einfach von der Biegetragfähigkeit der Dachhaut abhängig gemacht werden. Für 4 mm dicke Plexiglastafeln hat man für München eine Maschenweite von 75 cm gewählt; für Holzbretter hätte man mit Kanthölzern 1,0 bis 1,2 m wählen können. Für das Begehen solcher weitmaschigen Netze wird man sich aufrollbarer Holzlattenroste oder anderer Behelfe bedienen.

Der Montreal-Netzknöt ist in Fig. 8 dargestellt. Die Kreuzklemme ist dreiteilig, und jedes Seil wird für sich in einer Rille festgeklemmt. Die Seile sind gegeneinander nicht drehbar, so daß bei Winkeländerungen am Knoten eine S-förmige Krümmung entstehen muß, durch die sich das Netz verkürzt. Für Olympia - München hat man Doppelseile gewählt, auf die Aluminium-Knotenplatten im Werk in regelmäßigen Abständen hydraulisch aufgepreßt werden (Fig. 9). Die Platten haben ein mittiges Loch, so daß zur Fertigung des Netzes einfach zwei Scharen solcher Doppelseile mit je einem Schraubbolzen an jedem Knoten zu Netzen verbunden werden können. Die Knoten sind drehbar und der Bolzen dient gleichzeitig zum Anschluß der Dachhaut. Die aufgepreßten Alu-Platten müssen einen festgelegten Gleitwiderstand am Seil aufweisen, weil je nach Form und Belastung der Netze die Seilspannungen sich verändern, was nur durch Abtragung von Teilkräften an den Knoten auf die Querseile möglich ist.

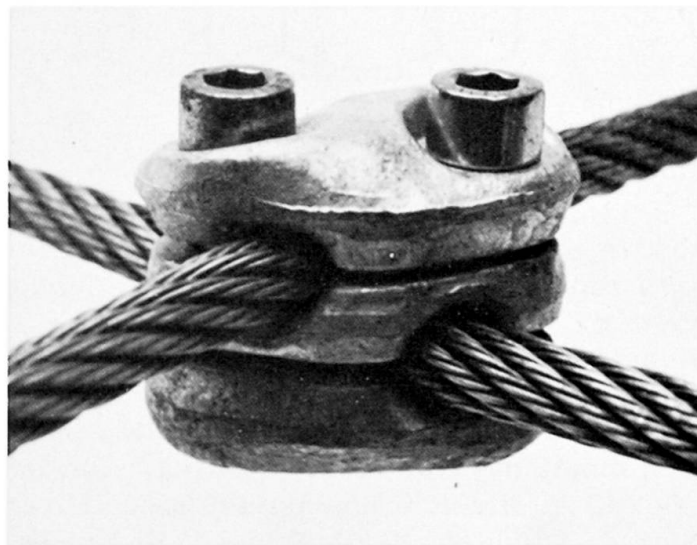
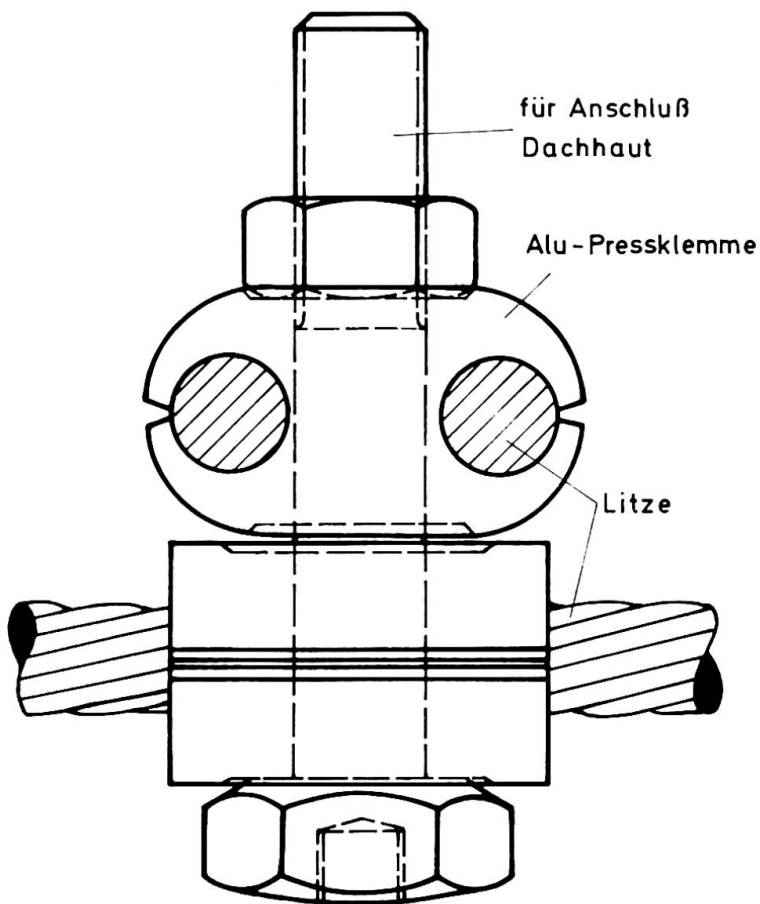


Fig. 8

Kreuzklemme für Netzknöt
nach F. Otto



Für den Anschluß der Netze an Randseile gibt es vielerlei Möglichkeiten. Nach langen Studien wurden für München Seilschlaufen verwendet, die um einen kräftigen Bolzen an der am Randseil festgeschraubten, zweiteiligen Schelle angreifen. Am Ende der Schlaufen- und Netzseile befinden sich Ziehgehülsten mit Gewinden, so daß die Schlaufe mit Spannschlössern angeschlossen werden kann, die eine gewisse Korrektur der Seillänge und damit der Seilspannung erlauben, was im Hinblick auf die möglichen Toleranzen und Fehler des Zuschnittes unbedingt notwendig ist.

Fig. 9
Aluminium-Preßplatten (nach Pfisterer) zur Verbindung von Doppelseilen zu Netzen.
Drehbarer Knoten.

5. Zur Wahl der Seilart

Seilwerke werden umso steifer, je straffer die Seile gespannt werden können, d. h. je höher die Stahlspannung im Seil eingestellt werden darf. Da die Drähte für Seile oder Kabel heute leicht Festigkeiten von 160 bis 220 kp/mm^2 erhalten können, sind sehr hohe Spannungen möglich, wenn man die Sicherheit nur auf die Zugfestigkeit des Stahles bezieht. Die durch Spannung erzielte Steifigkeit will man natürlich auf die Lebensdauer des Bauwerkes erhalten wissen, d. h. die Seile sollen in dem gewählten Spannungsbereich sich möglichst elastisch verhalten. Nun ist aber bekannt, daß Seile in verschiedener Hinsicht unelastisch sind. Hier ist zunächst der sogenannte Seilreck zu beachten, der sich durch dichteres Aneinanderlegen der wendelartig geschlagenen Drähte oder Litzen sowie durch Streckung der Wendel in der Ganghöhe ergibt. Je nach der Behandlung der Drähte zeigen diese auch schon im geraden Zustand eine niedrige Proportionalitätsgrenze, also bleibende Dehnungen bei noch mäßigen Spannungen. Seilreck und niedrige Proportionalitätsgrenze können bei hoch gewählten Grundspannungen zu erheblichen Spannungsverlusten führen, die ein Nachspannen notwendig machen würden. Die plastischen Verformungen können durch Vorrecken der Seile nur zum Teil vermieden werden, weil beim Aufrollen und weiteren Verarbeiten vorgereckter Seile die Reckwirkung zum Teil und unterschiedlich wieder verlorenght.

Vom Seilreck abgesehen, ist die elastische Dehnung der Seile wiederum von der Schlaglänge der Drähte und vom Seilaufbau abhängig, der quasi-elastische E-Modul kann zwischen 10 000 und 18 000 kp/mm² liegen. Für die Spannseile wäre ein möglichst niedriger E-Modul aber ohne Seilreck günstig, damit die Vorspannung bei Belastung der Tragseile möglichst lange wirksam bleibt; solche Seile gibt es leider nicht. Für die Tragseile dagegen ist im allgemeinen ein hoher E-Modul erwünscht, um die Verformungen durch Last und die Neigung zu Schwingungen klein zu halten. In der Regel wird man für beide Seilscharen die gleiche Seilart verwenden.

Wägt man die Vor- und Nachteile gegeneinander ab, dann verdienen Seile mit hohem E-Modul und niedriger Relaxation durch Reck und plastische Dehnung den Vorzug für Dauerbauten. Bedenkt man noch die Korrosionsanfälligkeit dünndrätiger Seile, dann besteht auch der Wunsch, eine Drahtdicke von z. B. 2 mm möglichst nicht zu unterschreiten. So wählte man für die Dächer in München 19-drätige Litzen mit Drahtdurchmessern von 2,0 bis 3,0² mm und einer Schlaglänge 1:10. Der gemittelte E-Modul beträgt 17000 kp/mm².

Will man nun die hohe Drahtfestigkeit ausnützen und die Seile entsprechend den sonst bei Stahlkonstruktionen üblichen Sicherheitsfaktoren bemessen, dann muß man zunächst alle festigkeitsmindernden Einflüsse, die in Netztragwerken vorkommen können, untersuchen. Für den Kongreß werden Berichte vorgelegt werden über den Einfluß kleiner Seilkrümmungen, verschieden starker Querpressungen und insbesondere über die an den Verankerungen erzielten Festigkeiten. Da in den Netztragwerken die Spannungswechsel sehr groß sein können und sich mit einem beachtlichen Anteil auch millionenfach wiederholen können, mußten die Verankerungen auch für schwingende Beanspruchung untersucht werden. Vom Hängebrückenbau her wissen die Bauingenieure, daß zinkvergossene, stählerne Seilköpfe zu einer niedrigen Dauerschwingbreite führen ($\sigma_{2A} = 10$ bis 14 kp/mm²), weil insbesondere die hohe Temperatur des Metallvergusses für die gezogenen Drähte schädlich ist. Aus diesem Grund wurde in mehrjähriger Arbeit für Schrägkabelbrücken von W. Andrä und K. Krenkler u. a. eine neue Vergußart für hohe Amplituden (high amplitude anchorage = HIAM) entwickelt, mit dem günstigen Ergebnis, daß die Festigkeit der Verankerung nicht mehr kleiner ist als die Festigkeit der Kabel selbst. Der Verguß besteht in der Hauptsache aus kleinen Stahlkügelchen, deren Zwischenräume mit einem Epoxyharz gefüllt werden. Im Seilkonus bilden die Stahlkügelchen Gewölbeschalen, die die zu verankernden Drähte festhalten. Über die damit erzielten hohen Schwingbreiten ($\sigma_{2A} = 24$ bis 26 kp/mm²) berichten W. Andrä und W. Zellner in (13). Für hochbeanspruchte Primärkabel kann man bei Verwendung dieser neuen Vergußart die zulässigen Spannungen entsprechend stark heraufsetzen (zul $\sigma_e = 75$ kp/mm²), so daß wesentliche Ersparnisse entstehen, auch wenn die neue Verankerungsart teurer ist als der bisherige Metallverguß.

Wichtiger als die Ersparnis ist jedoch die Tatsache, daß erst durch so hohe Spannungen bei großen Abmessungen die zur Verhütung von Windschwingungen nötigen Steifigkeiten erreicht werden. Bei Hauptspannkabeln kann die Steifigkeit durch Wahl von Kabeln aus parallelen Drähten oder aus langgeschlagenen 7-drätigen Litzen weiter erhöht werden, was bei großen Längen solcher Kabel eine erhebliche Rolle spielen kann.

Auch aufgezugene und aufgepreßte Hülsen weisen ein günstigeres Dauerschwingverhalten auf als zinkvergossene Seilköpfe. Trotzdem wird man in vielen Fällen den zinkvergossenen Seilkopf weiter benützen, muß dann jedoch von Fall zu Fall überlegen, wie hoch die Beanspruchungen sein dürfen, damit kein Dauerbruch an der Verankerung entsteht. Es gibt zweifellos manche Seilnetzwerke, bei denen keine hohe dynamische Beanspruchung zu erwarten ist.

6. Verankerungen

Bei den vorgespannten Seilnetzen hängt die Wirtschaftlichkeit ganz wesentlich von der Art und den Kosten der Verankerung ab. Bei Hallen oder dergleichen ist es stets erstrebenswert, so zu entwerfen, daß die Verankerungskräfte einem in sich geschlossenen Druckring oder einem Rahmen mit mäßiger Größe der Biegemomente oder einer Randscheibe zugewiesen werden können. In vielen Fällen muß die Verankerung jedoch im Boden vorgenommen werden. Hier bieten heute die vorgespannten Bodenanker die günstigste Lösung, wenn der Baugrund aus Fels oder nichtbindigem Boden besteht. Mit Recht wird bei Bodenankern für permanente Bauwerke ein möglichst vollkommener Korrosionsschutz der Spannstähe gefordert, doch darf man dabei nicht übertreiben. Die vorgespannten Bodenanker sollten stets mit einer reichlichen Sicherheit bemessen werden und möglichst so angeordnet sein, daß im Laufe von Jahrzehnten schadhaft gewordene Anker ausgewechselt oder durch neue Nachbaranker ersetzt werden können. Hier gilt es, vernünftige Regeln für die Bemessung und die Sicherheitsanforderungen zu schaffen, die vom Umfang und Art des Schadens abhängig gemacht werden müssen, der beim Versagen von Ankern entsteht.

In Böden, die für Bodenanker ungeeignet sind, kann man mit Schlitzwänden auf wirtschaftliche Art größere Bodentiefen für die Verankerung erreichen. Hierbei wird der Boden im Schlitz durch Bentonit abgesteift, das durch den von unten hochsteigenden Beton verdrängt wird (Verfahren Veder). Dabei sollte man die \perp -förmige Schlitzwand am Fuß ausweiten, weil beim Betonieren der Schlitzwand meist eine dünne Bentonitschicht zwischen Beton und Boden verbleibt, so daß man sich auf die Reibung nicht ganz verlassen kann und erst der Scherwiderstand die nötige Sicherheit erbringt. Der Beton der Schlitzwände kann auch vorgespannt werden, wenn die Spannanker vor dem Einsetzen in das Bewehrungsgerippe in geeignet geformte Betonkörper einbetoniert werden.

Zu den sonst bekannten Verankerungsverfahren des Grundbaues ist nichts Neues zu berichten.

7. Schrägseilkonstruktionen

Die Verwendung von Schrägseilen zum Aufhängen von schlanken, weitgespannten Balkentragwerken an Pylonen hat in den letzten Jahren stark zugenommen. Im Hochbau finden wir zahlreiche Flugzeughallen, bei denen die geforderten stützenfreien Flächen und vor allem die großen Toröffnungen mit seilverspannten Kragarmen leicht hergestellt werden können, vor allem wenn man Kragarme nach beiden Seiten von Pylonen aus aufhängen kann, so daß sich die Horizontalkomponenten der Seilkräfte am Pylon gegenseitig auf-

heben und damit die teuren Verankerungen gespart werden.

Auch für die Überdachung von Zuschauertribünen der Stadien findet man mehr und mehr seilverspannte Kragarme.

Im Brückenbau sind im Laufe der letzten 15 Jahre allein in Deutschland vierzehn große Schrägkabelbrücken gebaut worden, meist über den Rhein. Auch für Fußgängerbrücken finden Schrägseilkonstruktionen gerne Anwendung, weil man damit die Bauhöhe dieser leichten Brücken ungewöhnlich niedrig halten und gleichzeitig elegante Lösungen erzielen kann. Die Vorteile der Schrägkabelbrücken mit fugenlosen Fahrbahntafeln aus orthotropen Platten werden zunehmend auch in anderen Ländern erkannt, so vor allem in England und neuerdings in Kanada. (Die klassische Hängebrücke soll hier nicht behandelt werden.) Die bisher bedeutendste Schrägkabelbrücke ist wohl die Kniebrücke über den Rhein in Düsseldorf (14)(Fig. 10), die bei einer Aufhängung von einem

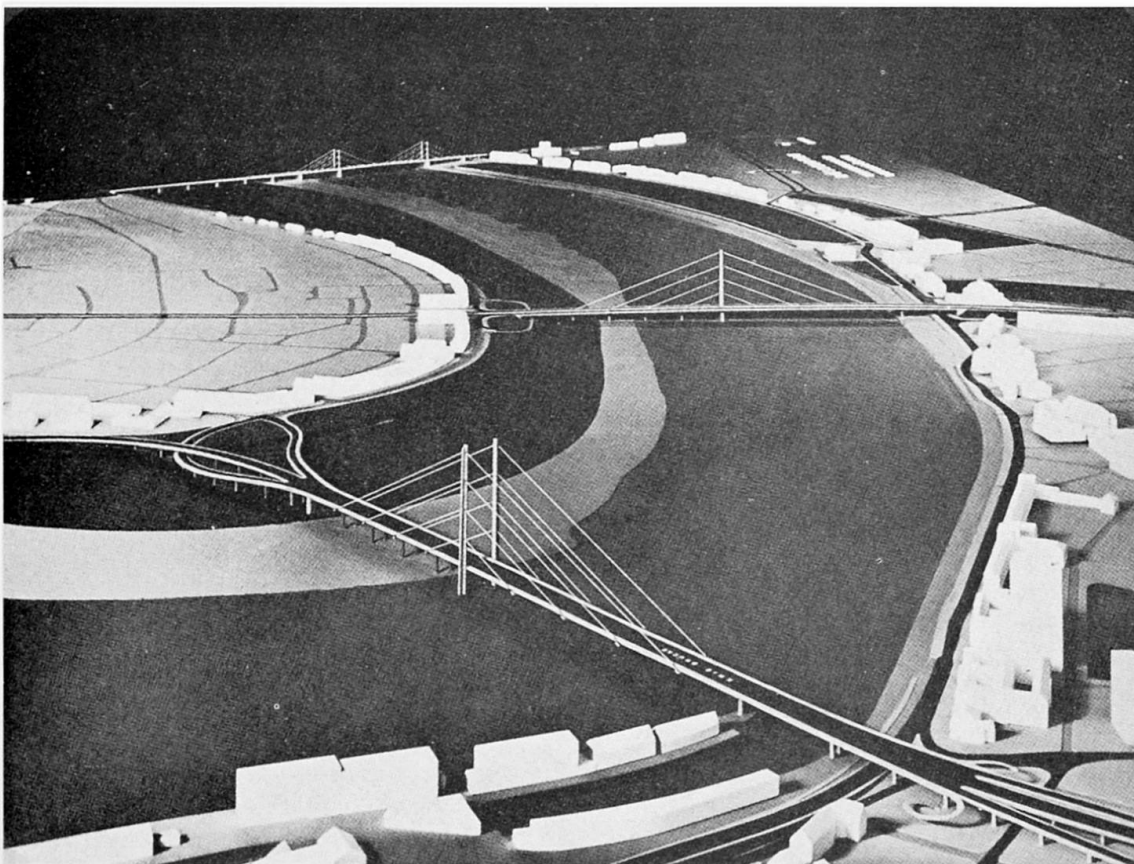
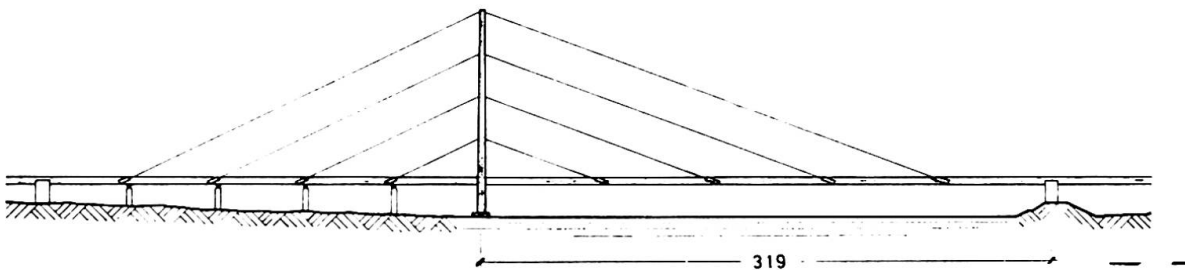


Fig. 10 Ansicht der Kniebrücke Düsseldorf und Modell der drei Schrägkabelbrücken über den Rhein in Düsseldorf

Pylon aus eine freie Spannweite von 319 m aufweist, was bei symmetrischer Anordnung der Aufhängung von zwei Pylonen aus einer Spannweite von rd. 610 m entspricht. Dabei ist die Bauhöhe des Balkens nur 3,2 m.

Die Düsseldorfer Rheinbrücken sind durchweg Schrägkabelbrücken, und zwar in der sogenannten Harfenform, mit parallelen Schrägkabeln, die aus architektonischen Gründen der dem Ingenieur näher liegenden Fächerform vorgezogen wurden (Fig. 11). Auch zwischen Fächer- und Harfenform liegenden Anordnungen der Schrägseile sind wiederholt gewählt worden, insbesondere wenn man die Schrägseile übereinander in den Pylonen verankern und nicht über die Pylonen hinwegführen will.

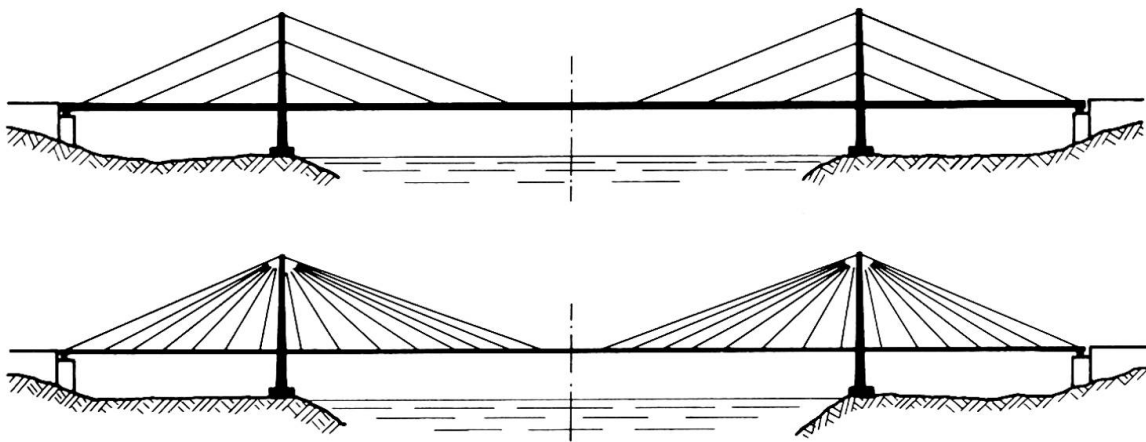


Fig. 11 Anordnung der Schrägkabel in Fächer- und Harfenform

Die Erfahrung beim Entwurf und Bau solcher Schrägkabelbrücken lehrt, daß man mit einem kleinen Abstand der Aufhängungen von 15 bis etwa 25 m viele wirtschaftliche und konstruktive Vorteile erzielt gegenüber einem größeren Abstand der Schrägkabel. Man kann bei kleinem Abstand der Aufhängepunkte auf die lästigen und schweren Aufhängequerträger verzichten, wie sie z. B. bei der Maracaibo-Brücke gebaut wurden. Gleichzeitig werden die Längsbiegemomente des Balkens kleiner, so daß eine geringere Bauhöhe ausreicht. Kleine Abstände der Aufhängepunkte erleichtern auch die Montage; man kann dann ohne zusätzliche Rüstungen von Aufhängepunkt zu Aufhängepunkt mit den endgültigen Schrägseilen frei vorbauen. Im allgemeinen kommt man auch für jede Aufhängung mit einem Kabel aus, so daß die Aufhängung in konstruktiver Hinsicht sehr einfach wird. Dabei ist zu beachten, daß Paralleldrahtkabel heute bereits bis zu 2000 Mp Bruchlast mit einem Seilkopf und mit vorzüglichem Korrosionsschutz (z. B. Kabel ausgepreßt in Hüllrohr) hergestellt werden können (vgl. (13)).

Die Aufhängung wird auch einfach, wenn sie nur in einer Ebene, nämlich in der Längsachse erfolgt. Man braucht dann einen torsionssteifen Hohlkasten-Hauptträger (Mittelträgerbrücke, in dem die Seilverankerungen bequem, auch nachstellbar untergebracht werden können. Als Beispiel sei der Querschnitt der Rheinbrücke Bonn-Nord gezeigt (Entwurf K. Homberg, Fig.12)

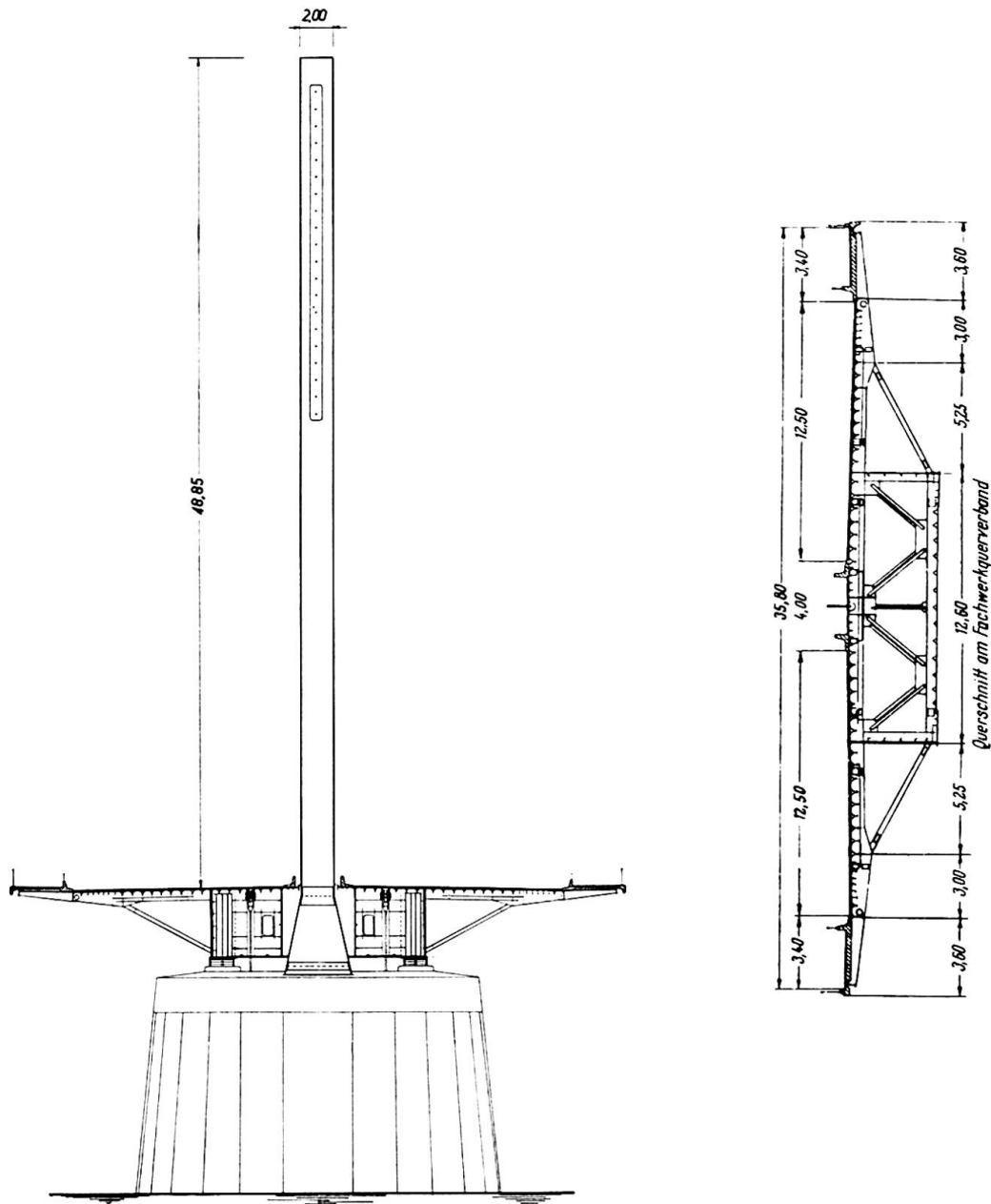


Fig. 12 Querschnitt der Rheinbrücke Bonn Nord am Pylon (links) und im Feld (rechts)
 Aufhängung im Mittelstreifen, Mittelträgerbrücke Spannweite 280 m

Der Verfasser fand auch, daß die Grenze der Schrägkabelbrücken nicht, wie bisher angenommen, bei 400 bis 500 m Spannweite liegt, sondern daß die Schrägkabelbrücke gerade für die Spannweiten über 1000 m besonders wirtschaftlich und auch hinsichtlich der Steifigkeit der klassischen Hängebrücke weit überlegen ist, ja daß mit Schrägkabelbrücken sogar Eisenbahnbrücken von Spannweiten bis zu 1500 m gebaut werden können. Über diese Untersuchungen wurde vom Verfasser auf der Canadian Structural Engineering Conference in Toronto im Februar 1970 zusammen mit W. Zellner ausführlich berichtet (15).

Der Bedarf an Stahl für die Kabel dreifeldriger Schrägkabelbrücken für Fächer- und Harfenform wurde einmal generell untersucht und dem Bedarf an Kabeln für eine Hängebrücke für die üblichen Verhältnisse der Pylonen- höhe über der Fahrbahn zur Spannweite dargestellt. Man erkennt, daß der Mehrbedarf an Stahl bei der Harfenform nicht besonders groß ist (Fig. 13).

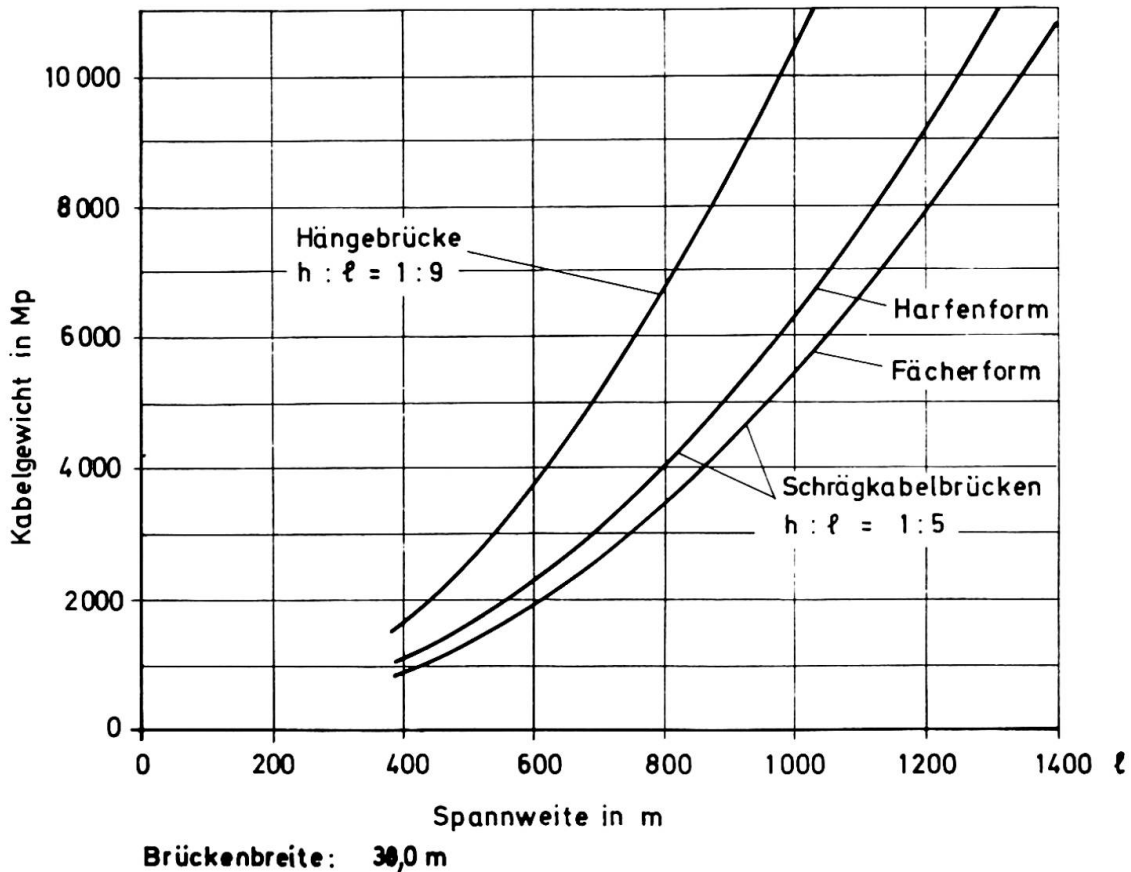


Fig. 13: Vergleich der erforderlichen Stahlmengen für die Kabel je nur für über der Fahrbahn liegende Teile bei Fächer- und Harfenform, sowie bei Hängebrücken (aus (15))

Auch die Windstabilität derart weitgespannter Brücken läßt sich mit Schrägkabelbrücken noch besser erreichen als mit Hängebrücken, weil die hohe statische Unbestimmtheit bei vielen Aufhängungen und die unterschiedliche Eigenfrequenz der Schrägkabel eine erhebliche Systemdämpfung ergeben, so daß gefährliche Resonanzschwingungen praktisch nicht möglich sind. Dabei werden natürlich Querschnitte vorausgesetzt, wie sie durch Windkanalversuche entwickelt wurden. Ein Beispiel eines solchen Querschnittes nach letztem Stand zeigt Fig. 14 (siehe auch 16).

Die Steifigkeit der Schrägkabelbrücken wird umso besser, je straffer die Kabel gespannt sind, d. h. je höher die Stahlspannung in den Kabeln unter ständiger Last gewählt werden kann. Der ideelle E-Modul der Schrägkabel ist nach H. J. Ernst (17) bei Berücksichtigung des Durchhanges in der dritten

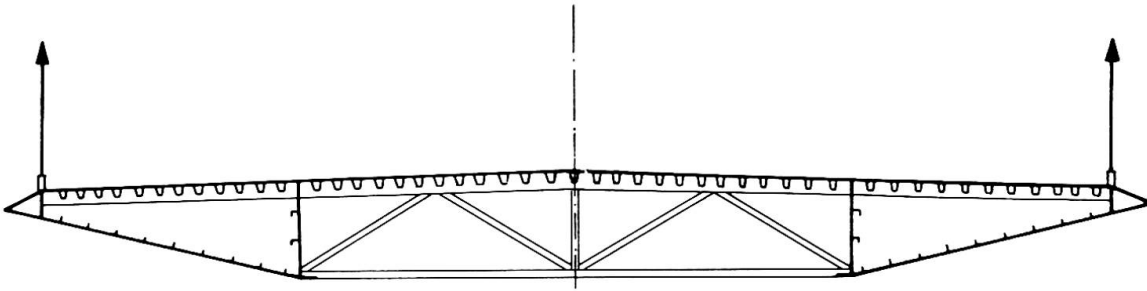
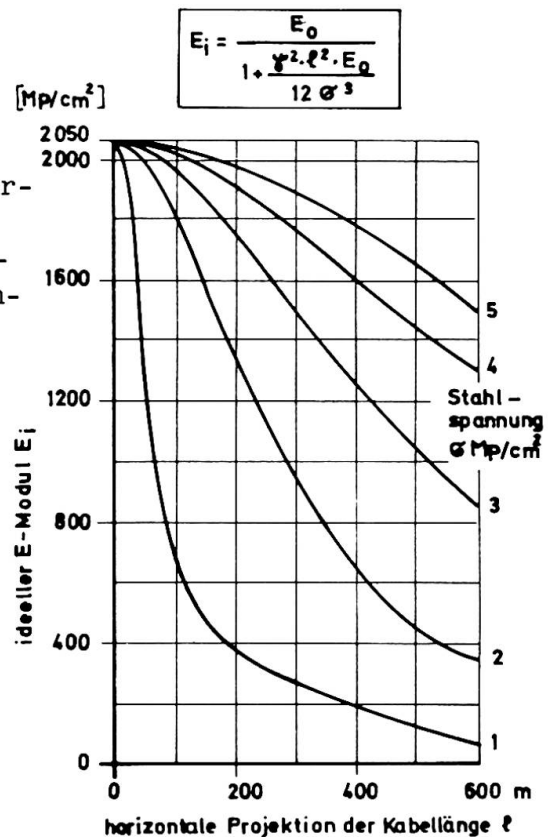


Fig. 14 Querschnitt für eine Schrägkabelbrücke großer Spannweite ($l > 500$ m) mit aerodynamisch günstiger Formgebung. Aufhängung außen am Hohlkastenrand

Potenz von der Stahlspannung abhängig. Trägt man diese relative Dehnsteifigkeit, ausgedrückt durch E_i , für verschiedene Stahlspannungen über der Länge der Schrägseile in der Grundrißprojektion auf (Fig. 15), dann erkennt man sehr schnell, daß zu niedrige Stahlspannungen wegen des großen Durchhanges für Schrägseilkonstruktionen einfach unbrauchbar sind. Dies ist wohl auch der Grund, weshalb die ersten Schrägseilkonstruktionen im vergangenen Jahrhundert versagt haben. Andererseits sollte bei sehr großen Spannweiten, selbst bei hohen Stahlspannungen, die Veränderung des Durchhanges durch Versteifungsseile gehemmt werden, um einen vollen Nutzen der Schrägkabel zu erhalten.

Fig. 15

Der ideale E-Modul E_i von Kabeln mit Durchhang, abhängig von der Länge der Grundrißprojektion des Kabels, für verschiedene Stahlspannungen σ (nach H. J. Ernst)



In den Schrägkabelbrücken ist der Spannungswechsel durch Verkehrslast, insbesondere der Verankerungsseile zwischen Pylonenspitze und Widerlager, wesentlich größer als bei einer Hängebrücke. Deshalb müssen die Verankerungen solcher Schrägseilkonstruktionen vor allem bei Brücken eine hohe Schwingfestigkeit aufweisen, damit hohe Stahlspannungen insgesamt zugelassen werden können. Es sei nochmals auf (13) verwiesen. Für Paralleldrahtkabel aus St 140/160 kann mit hochfesten Verankerungen die zulässige Stahlspannung für Gebrauchslast bis zu 75 kp/mm^2 gewählt werden, wenn HIAM-Verguß für die Anker oder Gleichwertiges gewählt wird.

Für die Höhe der Pylonen hat sich ein Fünftel bis ein Siebtel der Spannweite als wirtschaftlich erwiesen, die Pylonen dieser Brücken werden demnach höher als Hängsbrückenpylonen. Die Schrägseile können entweder über den oberen Pylonsattel hinweggeführt oder einzeln im Pylon verankert werden. Im ersten Fall müssen die Seile zum Teil auf dem Pylonenkopf festgeklemmt werden, weil ein Teil der Seilkräfte, die aus der Hauptöffnung ankommen, vom obersten Verankerungskabel übernommen werden muß. Verankert man die Seile im oberen Pylonenteil untereinander, dann sollte man sich übergreifende Verankerungen anstreben (Fig. 16), die besonders für Stahlbetonpylonen günstig sind, weil dann zwischen den Ankerstellen Druck herrscht. Bei Stahlpylonen werden jedoch die Anker gerne ohne Kreuzung der Seile einander gegenüber angeordnet, was eine sehr kräftige Zugverbindung zwischen den Ankerstellen erfordert, die meist mit erheblichen Schweißarbeiten verbunden ist (Fig. 17).

Die Schrägseilkonstruktionen sind so zu einem wichtigen Element für weitgespannte Tragwerke geworden, insbesondere wenn es auf Steifigkeit ankommt und trotzdem schlank gebaut werden soll. Bis zum Kongreß werden zweifellos auf diesem stark in Bewegung befindlichen Sondergebiet weitere berichtenswerte Fortschritte erzielt sein.

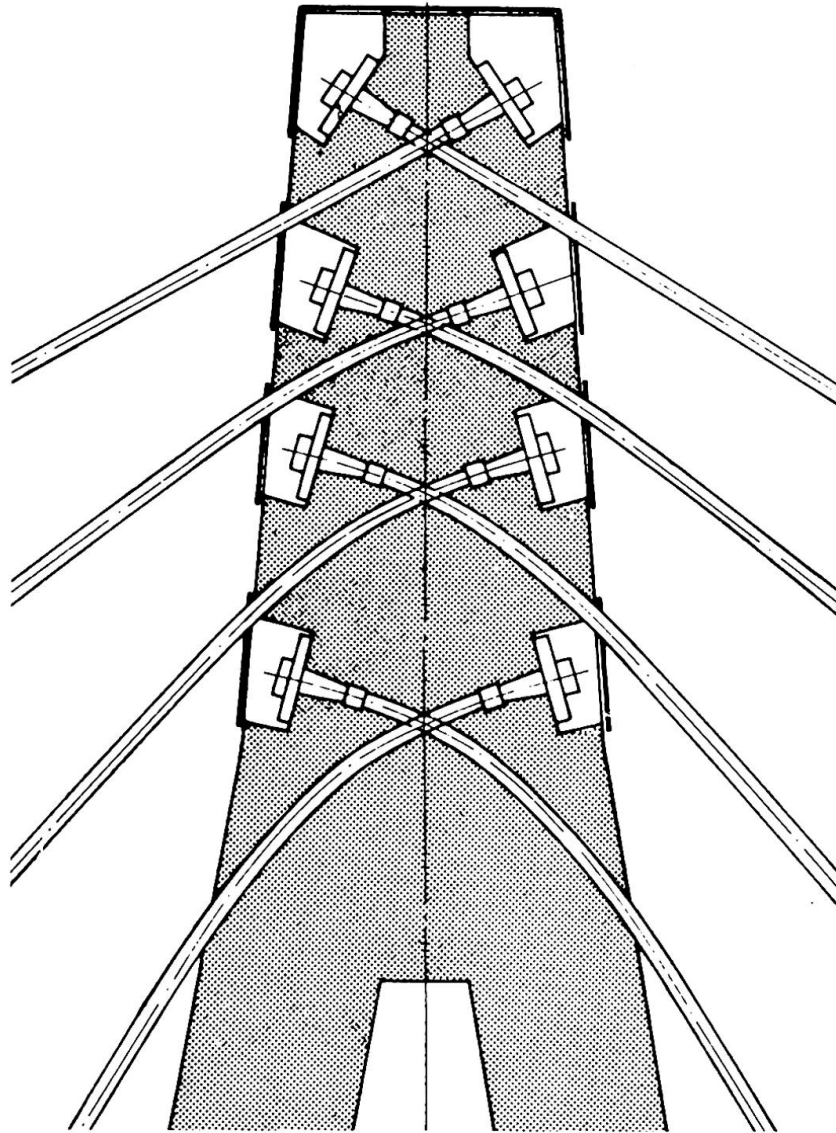


Fig. 16 Sich übergreifende Verankerungen von Schrägkabeln im Kopf der Stahlpylonen der Ganges Brücke in Allahabad (aus 15)

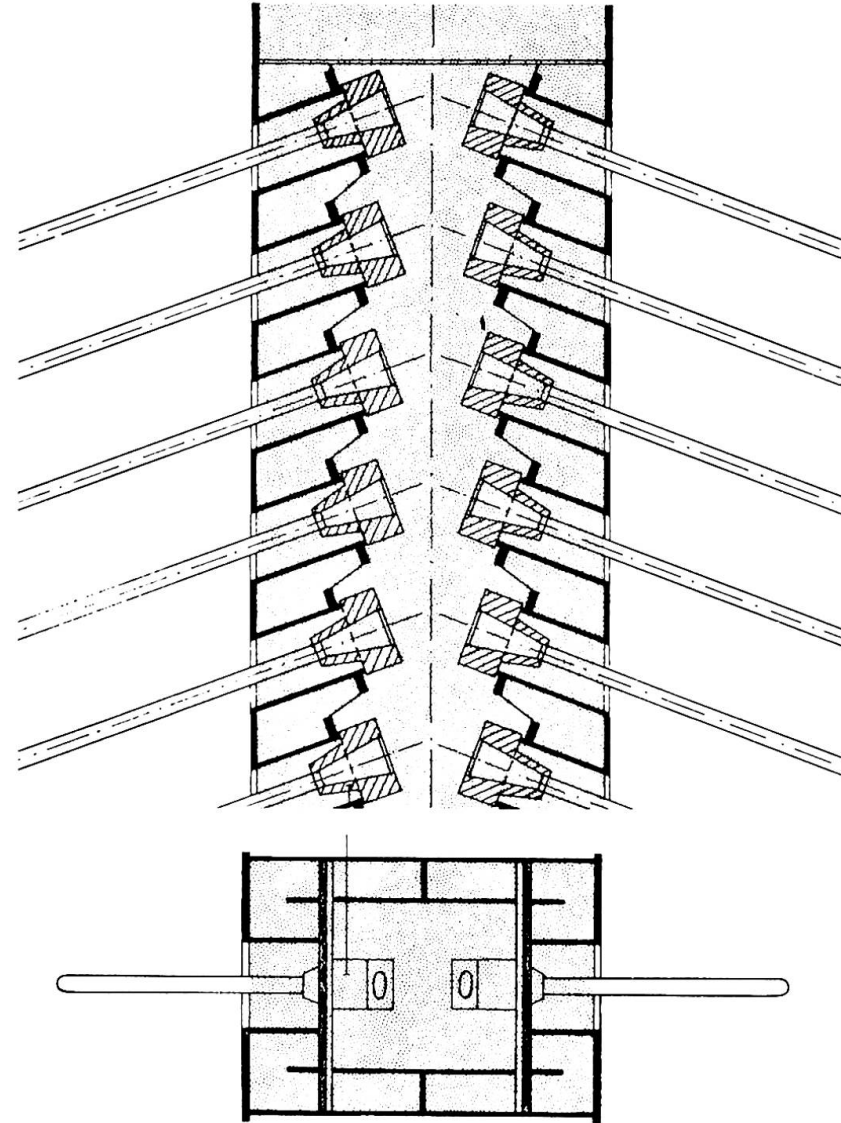


Fig. 17. Seilanker im Stahlpylon der Rheinbrücke Bonn-Nord

S c h r i f t t u m

- (1) Frei Otto: Das hängende Dach, Ullstein Verlag Berlin 1954
- (2) Frei Otto: Zugbeanspruchte Konstruktionen,
Ullstein Verlag Berlin, 1. Band 1962, 2. Band 1966
- (3) Bundesbauverwaltung: Expo '67 Montreal, Deutscher Pavillon
Monographie. Werner Verlag Düsseldorf 1967
- (4) F.Leonhardt, H.Egger u. E.Haug: Der deutsche Pavillon auf der
Expo '67 Montreal. Der Stahlbau 1968, Heft 4 u. 5
- (5) F.Dischinger: Hängebrücken für schwerste Verkehrslasten.
Der Bauingenieur 3/1949, Seite 65, 107 ff.
- (6) F.Leonhardt: Spannbeton für die Praxis. 2. Auflage.
W. Ernst & Sohn, Berlin 1962, Kap. 16.66
- (7) R.Thon, H.Bomhard: Konstruktion und Bau der Wartungshalle V
auf dem Flughafen Frankfurt/Main. Beton- und Stahl-
betonbau 1970, Heft 5, S. 121 - 132
- (8) D. Jawerth: Das Eisstadion Stockholm-J.
Der Stahlbau 35 (1966), S. 86 - 95
- (9) M.A.Vasarhelyi: A 340 000 m³ Water Reservoir in Durban
Reported to VI FIP Congress Prag 1970
- (10) F.K.Schleyer: Die Berechnung von Seilnetzen.
Proceed. of IASS, Colloq. on Hanging Roofs, Paris 1963
- (11) A. Siev: General Analysis of Prestressed Nets.
Abhandlung IVBH Zürich 1963, S. 283 - 292
- (12) D.P.Greenberg: Inelastic Analysis of Suspension Roof Structures.
Journal of the Structural Division of ASCE,
May 1970, p. 905 - 930
- (13) W.Andrä u. W.Zellner: Zugglieder aus Paralleldrahtbündeln und
ihre Verankerung bei hoher Dauerschwellbelastung.
Die Bautechnik 1969, Heft 8, S. 263 - 268, Heft 9,
S. 309 - 315
- (14) F.Tamms u. E.Beyer: Kniebrücke Düsseldorf. Beton-Verlag, Düssel-
dorf 1969
- (15) F.Leonhardt u. W.Zellner: Cable stayed bridges - Report on latest
Developments. Canadian Structural Engineering Con-
ference, Toronto 1970 (voraussichtlich auch Abhand-
lung IVBH 1971)
- (16) F.Leonhardt: Zur Entwicklung aerodynamisch stabiler Hängebrücken.
Die Bautechnik 1968, Heft 10 u. 11
- (17) H.J.Ernst: Der E-Modul von Seilen unter Berücksichtigung des
Durchhanges. Der Bauingenieur 2/1965, S. 52.

Zusammenfassung

Zunächst werden ein- und zweifach gekrümmte Hängedächer mit Seilen und Seilnetzen behandelt, wobei insbesondere die Probleme der zweckmäßigen Form, Vorspannung, konstruktive Durchbildung und Sicherheit der Seilnetzwerke angesprochen werden. Es wird berichtet, daß die elektronische Berechnung von Netzwerken auch für große Tragwerke mit Erfolg angewandt wird. Bei den seilverspannten steifen Tragwerken wird aufgezeigt, daß die Schrägkabelbrücken mit neuzeitlichen Lösungen den Hängebrücken auch bis zu den ganz großen Spannweiten von 1500 m wirtschaftlich und in der Steifigkeit überlegen sind.

Summary

First singly- and doubly-curved suspended roofs are dealt with, whereby especially the problems of a reasonable shape, prestressing, detailing of the structure and the safety of cable networks are discussed. It is reported that computer analyses are successfully applied to cable networks. Concerning the cable stayed structures it is shown that economically and in respect of stiffness cable stayed bridges of the modern type are competitive to suspension bridges even up to such large spans as 1500 m.

Résumé

L'auteur traite d'abord les toitures suspendues à simple ou double courbure, formées par des câbles ou des résilles de câbles; il expose en particulier les problèmes concernant la forme appropriée, la précontrainte, les dispositions constructives et la sécurité des systèmes constitués de résilles de câbles. Il est indiqué que le calcul électronique de tels systèmes a été appliqué avec succès, même pour des structures de grandes portées. Pour ce qui est des structures à poutres haubannées, il est démontré que les ponts à haubans inclinés modernes, en ce qui concerne l'économie et la rigidité, sont supérieurs aux ponts suspendus, même pour les très grandes portées jusqu'à 1500 m.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIb

Space Structures

Structures tridimensionnelles

Raumtragwerke

Z.S. MAKOWSKI
Professor Dr. Ing.
Department of Civil Engineering
University of Surrey
England

Introduction

Space structures have received a great deal of publicity during the last decade. This noticeable trend towards three-dimensional structures is partly due to a reaction from the linear systems of the previous decades, but largely due to the realization of the structural advantages of space systems, their inherent lightness combined with great stiffness.

Space structures are especially suitable for large-span roof systems and during the last few years they have been used frequently for covering exhibition halls, assembly rooms, churches, swimming pools and industrial buildings in which large unobstructed areas are required. If properly designed, space structures require less material than ordinary linear systems and can be highly economical in cost.

The first international conference on space structures was organized by the University of Surrey and held in London in 1966. This provided a comprehensive survey of the main developments in the field of skeleton three-dimensional structures up to 1966. (Ref. 1)

In this report the author is concentrating his attention almost exclusively on the trends and further developments which have taken place during the last five years. The opportunity is also being taken, however, to reexamine the predictions made during the conference in 1966 to see which have been fulfilled and which did not materialise.

International exhibitions stimulate progressive designers and provide them with the opportunity to try out new forms of construction, to use new building materials and to apply new construction techniques. Expo '67 in Montreal and Expo '70 in Osaka are typical examples. They illustrate technological progress and technical innovation. In each of these exhibitions space structures provided the domineering features emphasizing the tremendous impact exerted by three-dimensional structures upon modern architecture and structural engineering.

Out of many space structure pavilions erected at Montreal, three examples of prefabricated space systems are really outstanding – the double-layer grid dome over the American pavilion, the sophisticated multi-layered Canadian "theme" pavilions and the original space frame building for the Netherlands pavilion constructed in the Triodetic System.

In Osaka's exhibition the list of space structures would be very long indeed – the prefabricated double – and multi-layered grid structures and various types of braced domes provide proof of the enormous popularity of these systems.

Kenzo Tange's splendid space frame for the Festival Plaza is the centre piece of the whole exhibition. This gigantic space frame is astonishing in its scale and fascinating in its detail.

It is a classical example of a rectangular two-way double-layer grid, 292 m long, 108 m wide and 30 m high. The total weight of steel used for this grid is 4800 tons – the roof was assembled on the ground and lifted by 48 jacks and supported finally by six three-dimensional pillars.

The main tubular members forming the top and bottom layers are 500 mm dia, and the inclined diagonal members are 400 mm dia. The members are connected by means of spherical balls 800 mm dia. The grid is divided into square bays each 10.8m long.

The trend towards prefabrication is gaining momentum. Space frames can be built from simple prefabricated units, in many cases of standard size and shape.

Such units, mass produced in the factory, can be easily and rapidly assembled on site by semi-skilled labour. The small size of the components greatly simplifies the handling, transportation and erection, as no heavy hoisting equipment is required on site. As a rule, the high quality control in the factory results in a high standard of workmanship and a good finish.

A review of the recent developments in the field of space structures shows clearly that the most remarkable progress has been made in prefabricated double-layer grids.

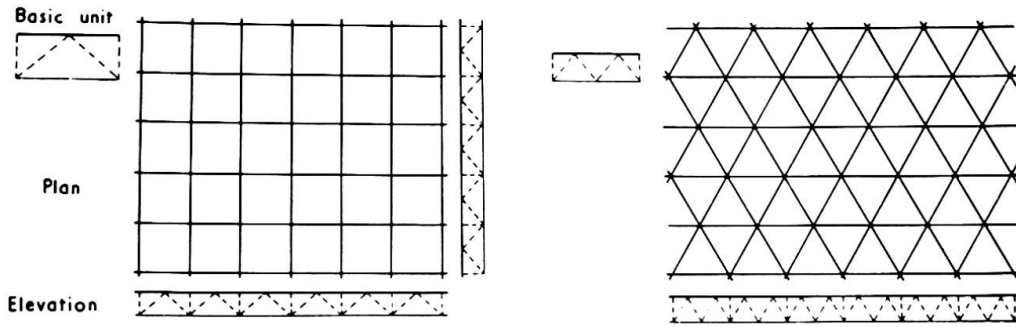
Double-layer grids

Double-layer grids are of special importance as they are frequently used in roof and, more recently, in floor construction. They consist of two plane grids forming the top and bottom layers, parallel to each other, and interconnected by diagonal members. Plate I shows six main types of double-layer grids used by various commercial firms all over the world. Basically there are two main types of double-layer grids – lattice (or truss) grids, consisting of intersecting vertical lattice girders and true space grids consisting of a combination of tetrahedra, octahedra or skeleton pyramids having square or hexagonal bases.

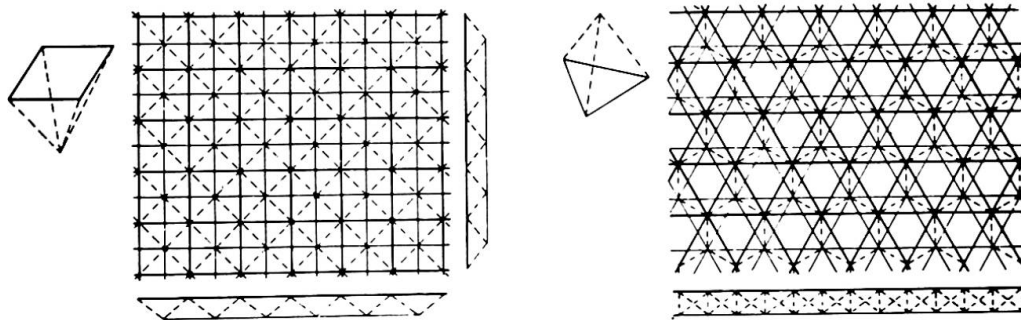
A good example of a two-way lattice grid is provided by the recently finished (January 1970) space frame roof, the largest in the United States, for Chicago's McCormick Place convention centre. The total weight of steel is 9500 tons. Fig. 1 illustrates the grid during construction.

Plate I

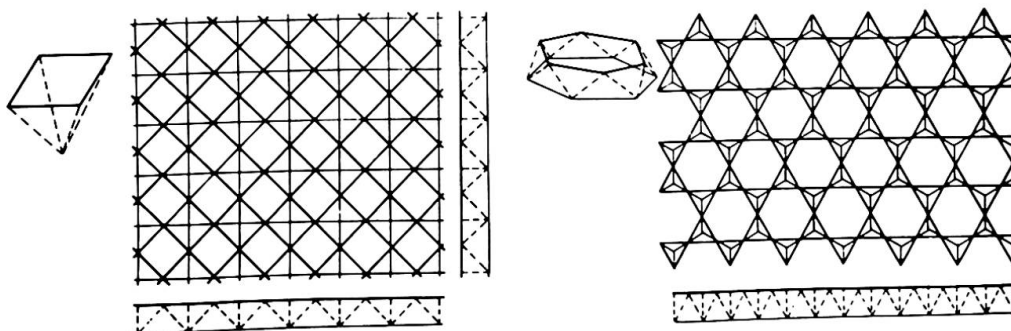
Double - layer grids



Lattice grids



Space grids



The structure consists of 4.7 m deep trusses at 45 m centers, supported by 36 steel plate cruciform columns. The top chords of the trusses are 20 m above the main floor level. The total area covered by this huge structure is 410 m by 180 m.

The two way grids can be arranged either in rectangular or diagonal fashion. In the first case the elements run parallel to the sides of the opening, in the second, they form normally an angle of 45° . Tests show that diagonal grids possess much greater rigidity and therefore deflect less than the rectangular grids.

The roof structure covering the huge hangar erected in 1970 at London Airport for the Boeing 747 aircraft constitutes the largest diagonal lattice grid in the world. The hangar roof structure contains about 1,500 tons of steel, of which some 1,100 tons is in structural hollow sections. The hangar is 34 m high and has an overall length of 171 m. The clear door opening is 138 m wide by 23 m high.

The roof is supported by only 8 columns. The preliminary studies showed clearly that, for large spans, deflection limitations become vital and the overall rigidity is extremely important. This was especially so because the roof of the hangar had to be capable of supporting almost 700 tons of equipment, of which 300 tons could be applied at any number of positions. A comparison of ten different solutions showed that space frames performed more efficiently than conventional systems and therefore a grid structures was chosen for the final design. The roof consists of four main parts :

- (a) the horizontal low level diagonal grid built from prefabricated units, supported by four columns and interconnected along one side with a vertical spine girder
- (b) the spine girder which is 166 m long 15 m deep and 3.75 m wide, supported by two columns
- (c) the high level diagonal grid of identical modular latticed units as the low grid. It is supported along one side by the spine girder and along the entrance to the hangar by the fascia girder
- (d) the fascia girder is 189 m long and consists of two parallel V-trusses (3.25 m high and 1.6 m apart), laced together to form a torsionally stiff unit.

The horizontal diagonal grids are constructed of prefabricated tubular trusses 8.5 m long and 3.66 m high. The grid trusses were shop welded and then bolted on site to one another and to the main girders. The boom members are steel tubes 168 mm dia, the diagonals are of 140 mm dia and the vertical member of 114 mm dia. The spine and fascia girders are of all-welded construction. The main chords of the girders are tubes 457 mm dia, the wall thickness for the most heavily loaded units being 29 mm. The diagonals are tubes of 356 mm dia. All the main members are of high grade steel with a minimum yield stress of 45 kg/mm^2

Fig. 2 shows the grid under construction. Fig. 3 illustrates the external appearance the diagonal grid. Reference (2) gives full technical description of the structure.

The stress distribution under unsymmetrical loading is more uniform in the three-way latticed grids than in the two-way grids. Several examples of such structures have been built during recent years in the U.K. by Booth & Co. (Steel Structures) Ltd. in their

Met-Ram system. In France, S. du Chateau has covered several churches, swimming pools and industrial buildings with this type of construction using his Tridimatec system. A recent example is provided by a steel three-way lattice grid covering the hydraulics research station in Madrid in Spain. The roof area is over 5,000 sq.m. divided into two sections by an expansion joint. The unit weight of the structure is 55 kg/m^2 which is quite low taking into account the span which is up to 60 m. The whole structure was assembled at ground level and then raised into position. (Ref 3)

The detailed analysis of the stress distribution in this structure was carried out on an Elliott 503 electronic computer on behalf of the Spanish consultant by the Space Structures Research Centre of the University of Surrey. Full details of the analysis are given in reference 4.

From a structural point of view the true space grids are superior to lattice grids because of their greater rigidity. On the other hand, however, the transport and erection of lattice grids may be somewhat simpler since they consist of flat lattice trusses which can be stored and transported very easily. The flat space grids can provide a column free roof system with a depth/span ratio of about $1/20$ to $1/25$.

Fig. 4 illustrates the gradual evolution of the classical two-way double-layer grid frequently used in the past in systems, like Mero, Oktaplatte, Unistrut, Space Grid, Varitec, Space Deck, Nenk, Pyramitec, Triodetic, etc.

The most significant recent development is the type of bracing shown at the bottom of Plate I. This new type of space grid has been produced by arranging the top layer in a diagonal fashion and leaving the bottom grid forming a two way rectangular grid. This novel system can be built from identical prefabricated skeleton pyramids. Detailed analysis and comparison of various systems shows that this system has several remarkable advantages. Since 1963 the Space Structures Research Centre of the University of Surrey has carried out a comprehensive research investigation on the analytical and experimental stress distribution in such grids as part of a research programme sponsored by the British Iron and Steel Research Association. A detailed computer programme for the structural analysis developed at the University of Surrey gives a precise determination of forces in all members of such structures. Fig. 5 shows the forces and deflections for a building supported only at four corners. This was built in 1970 for the Northern Gas Board in Killingworth, the constructional engineers being Robert Frazer & Sons Ltd., of Hebburn Co. Durham, a firm which takes special interest in this form of prefabricated steel space construction. Fig. 6 shows the erection of the structure. A similar configuration was used in 1968 in Northern Ireland for covering the refectory and games hall at the new University of Ulster. The structures consist of prefabricated pyramids. The upper layer is formed using angles but tubes were chosen for the bottom layer, partly on the grounds of appearance and partly for fabrication reasons since a simple connection could be made at the nodal points by flattening the tubes. High-strength friction grip bolts were used to connect the various components.

An identical configuration has been used during the past five years for many steel space structures by Takanashi - a Japanese designer, for exhibition pavilions, bowling alleys and industrial buildings. It is known in Japan as the Takanaka truss. This system has now been introduced into the U.S.A., one of the recent examples being the roof over the Roosevelt Memorial Hall at the American Museum of Natural History. (Ref 5)

Dr. Max Mengerhausen, the inventor of the well-known Mero system, seems to be one of the first designers to use this configuration in Europe. Employing Mero joints a factory in Bath, England, has been covered with this system in 1967. The total area is $117 \text{ m} \times 44 \text{ m}$ made up as an arrangement of eight bays by three bays. The roof is designed as a

continuous flat double-layer grid. The diameters of the circular tubular members used for this structure vary from 60 mm to 114 mm.

The same configuration forms the basis of a French patent by S. du Chateau a well-known designer of steel space structures who has built many large-span steel grids in France. His new system is known as Unibat and has been used already with great success not only for industrial buildings but also for multi-storey schools and blocks of flats. Fig. 7 illustrates the erection in 1970 of a multi storey block of flats in Gonesse.

One must refer also to the extremely interesting system developed in 1967-68 in Japan by Yamashita, Kannon and Kanazawa, known as the Obayashi truss H-1 system. It is a modified and simplified version of the classical three-way space grid. The structure consists of prefabricated tetrahedral units which are interconnected to form a double-layer grid. The top layer is a combination of regular hexagons and triangles, whilst the bottom layer has a regular hexagonal pattern. Several flat roof structures, as well as braced domes and barrel vaults, have been constructed in this system in Japan - details are given in reference 6.

With all these new developments taking place it is interesting to see that several systems which were already well established in the past are intensifying their activities and continuing to flourish.

In England, Space Deck's popularity is increasing in a visible way. It is a two-way double-layer grid consisting of prefabricated inverted steel pyramids which are bolted together at the top along their common edges and have their lower apices interconnected by tie bars fitted with tumbuckles.

It has been used in well over four hundred contracts for schools, hospitals, museums, assembly halls, bowling alleys, factories, etc. not only in the U.K. but also abroad. For example, the exhibition hall at the 14th Triennale in Milan has been covered in 1968 by a Space Deck roof which has a clear span of 45 m.

The Space Deck units are manufactured using a fully automatic conveyor production technique. After cutting to the required length, the components are degreased by immersion in trichlorethylene. Scale and rust is then removed by shop blasting before they are assembled and welded on special jigs into complete pyramids. The installation plant includes large dip tanks in which the units are automatically painted by immersion, and also a stoving oven, through which all the units pass before reaching the unloading bay. The maximum span which can be achieved using the standard Space Deck unit 1 m high is about 40 m, but much larger spans can be obtained using high tensile steel or units having a greater depth.

The two-way double-layer rectangular grid has been used for a number of large-span structures in the U.S.A. mainly for assembly halls, combined auditorium-sports arenas etc. A typical example is the recently finished Edwin W. Panley Pavilion for the University of California at Los Angeles, over an area of 91 m x 122 m. In this case the steel space frame consists of 108 four-sided pyramids with their tops connected by members running parallel to the sides of the building.

The interconnected pyramids are identical in plan, but vary in height, so that roof slopes from a 9 m height at the centre to 5.5m at the perimeter. This creates a hip roof configuration, and provides drainage.

A very similar example of the same trend towards the use of two-way double-layer grids for sports halls is the steel space frame for the University of South Carolina Coliseum,

erected in 1967-68.

To provide a totally column-free interior at maximum economy, the engineers designed a grid covering an area of 100 m x 100 m. Their investigations showed that the use of a space frame resulted in considerable savings over conventional structural systems.

An extremely interesting two way double-layer grid using tubular steel has been constructed in 1968-69 for the Amstell Hall at Amsterdam with plan dimensions of 62 m x 196 m.

A similar construction was selected for the 41 m square storage building at Bomem, Belgium, built for Brown Boveri.

The interest in two-way double-layer grids continues to increase and steel roof systems of this type are now being used in many continental countries, including Hungary, Poland, Czechoslovakia and East Germany, where the steel is still a "deficit" material and as such is normally replaced by concrete which is cheaper. However, in many instances the use of steel grids proved to be highly competitive.

The developments in East Germany are particularly interesting. The research institute of the Weimar Technological University devoted special attention to the problem of skeleton space structures and several large span double-layer grids erected in East Germany are the direct outcome of these activities. One has to mention especially the sports stadium in Halle covered in 1968-69 by a prefabricated steel double-layer grid over an area of 57.6m x 72 m. A modified version of the Mero connector was used in this case. (Ref. 7)

Although double-layer grids have been used successfully in various countries for numerous roof structures of large span, it has been assumed that such systems would not be economical for smaller spans. However, development work carried out by the Directorate General of Research and Development of the Ministry of Public Building and Works in the U.K., has shown that double-layer grids can compare with conventional systems even for moderate spans and can be used both for roofs and floors in multi-storey buildings. The Nenk method of building used for the War Office barracks at Maidstone is based on the principles of the Space Deck.

The French GEAL system demonstrated in a very convincing way that space frames form an important step forward in reducing the material content of modern construction. The GEAL system uses three-dimensional floor elements forming very rigid space slabs.

The Unibat system of S. du Chateau used with great success in 1970 for the construction of several multi-storey buildings shows clearly that even for spans less than 8 - 9 m double-layer prefabricated grids provide an economical solution. (Ref. 8)

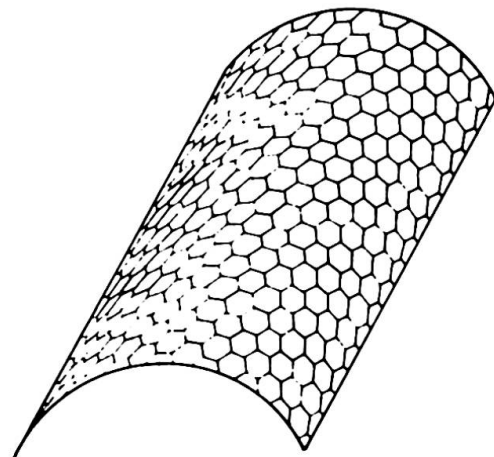
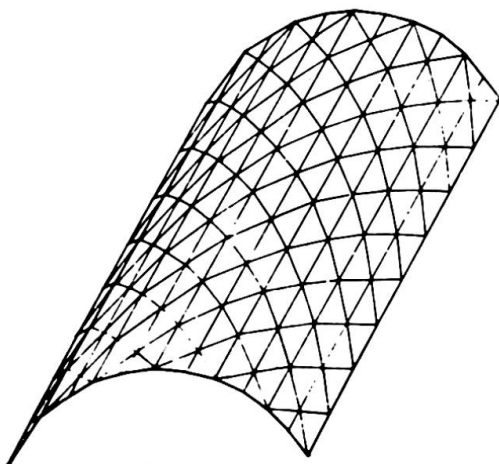
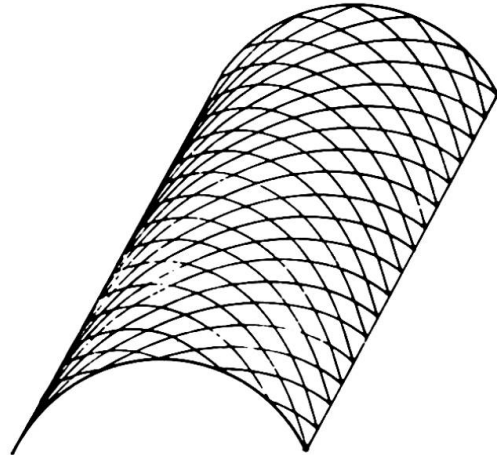
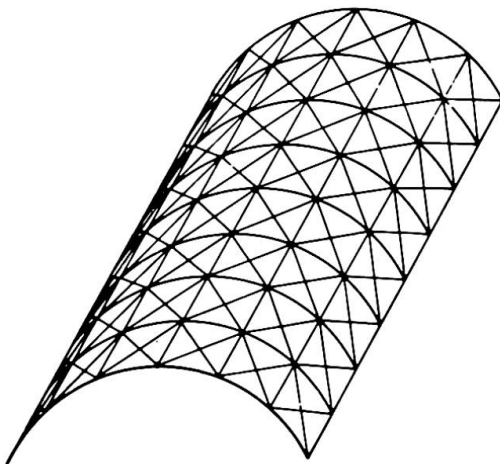
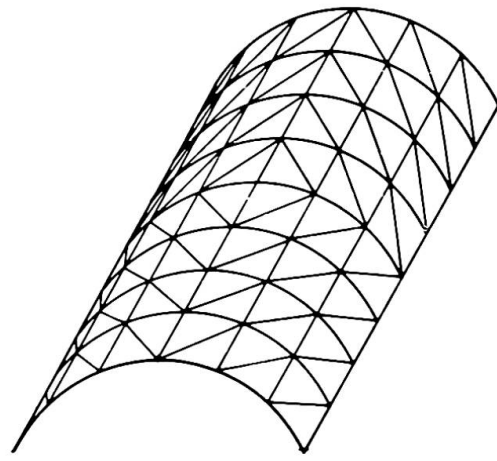
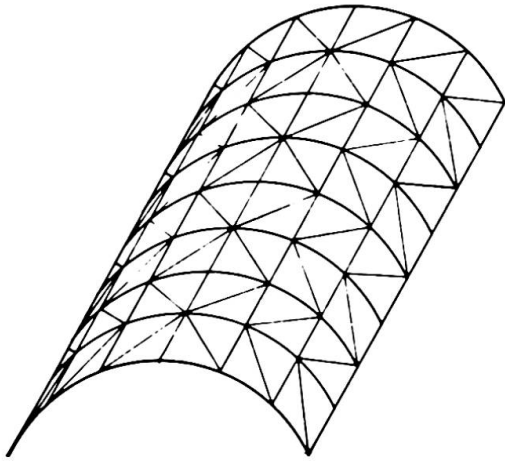
Braced barrel vaults

Braced barrel vaults form another type of space system often used to cover industrial buildings, swimming pools, tennis courts etc. The structure is similar in configuration to a shell but it is not homogenous, being an assembly of bars.

Plate II shows six principal types of bracing used. Tests and numerical analysis show that the three-way grid type of bracing, provides very uniform stress distribution (Ref 9) and, because of its inherent rigidity, this type is frequently used in practice.

A very recent case and a convincing proof of the economy of such structures is provided by the roof over the multi-storey dock transit building erected in London during 1966 - 67.

Braced barrel vaults



Seven barrel vaults built in steel rectangular hollow sections and with the three-way grid type of bracing cover an area of 56 m x 175 m. The barrel vaults are supported by walls along three sides and columns along the fourth side, leaving an unobstructed area in the centre. The structure has been built from flat tubular tresses which were welded on site to form seven barrel vaults each of 25 m span with a rise of 5 m and a radius of 17 m. Fig. 8 illustrates the building.

When discussing steel barrel vaults, one must mention especially the work of Joseph Zeman. This engineer has been responsible for the design and construction of many steel barrel vaults built within the past five years in Czechoslovakia and East Germany. Indirectly he is also responsible for similar structures built in Poland. His work shows clearly that impressive economies in cost and material consumption can be obtained for large span buildings constructed as prefabricated space frames. Zeman covered several sports and public halls in Czechoslovakia with tubular steel segmental barrel vaults. The structures consist of prefabricated 8 m long units, weighing 200 kg, interconnected into a system of diagonally arranged arches. All the units are of identical dimensions built on a specially prepared rig - this enables them to be produced with a high degree of accuracy and to minimum tolerances.

The main system of segmental arches is supplemented with another system of load-bearing members spaced at approximately 2.5 m. and arranged in the longitudinal direction of the barrel vault.

These members act primarily as purlins, stiffening the whole structure and converting it into a three-way spatial grid. Fig.9.

The prefabricated units lend themselves easily to stacking, require little area, both on railway wagons during transport and in storage on site, are light in weight and can be handled manually. There are eight high-tensile bolts at every joint connecting not only the four main units, but also the chords of the purlin members. Typical examples of such structures are the winter sports stadium in Kladno (60 m x 60 m) and the sports hall in East Berlin (59 m x 75 m). The dead weight of the Kladno barrel vault is only 18 kg/m². (Ref 10)

The same type of structural steel framework has been used in Poland to cover a sports hall in Sosnowiec over an area of 53.6 m x 78 m. Circular hollow sections have been used for the main members of the barrel vault.

Braced domes

The dome is the oldest structural form and is a typical example of a space structure. It encloses a maximum amount of space with a minimum surface and provides one of the most efficient structural shapes, permitting the covering of very large areas in an economical way.

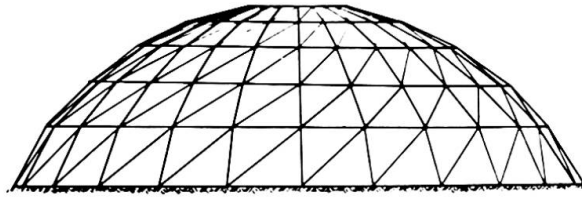
The classification of braced domes is very difficult owing to the great variety of possible forms (Ref 11)

Plate III shows five most popular types frequently used in practice.

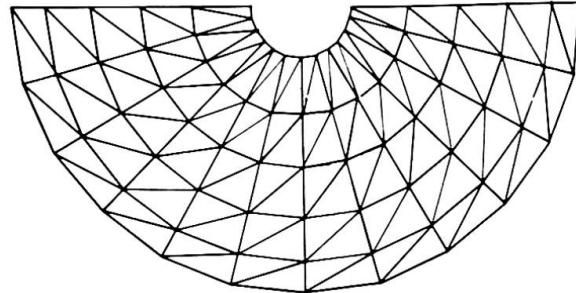
These are the Schwedler,
network,
three-way grid,
parallel lamella and geodesic domes.

Braced domes

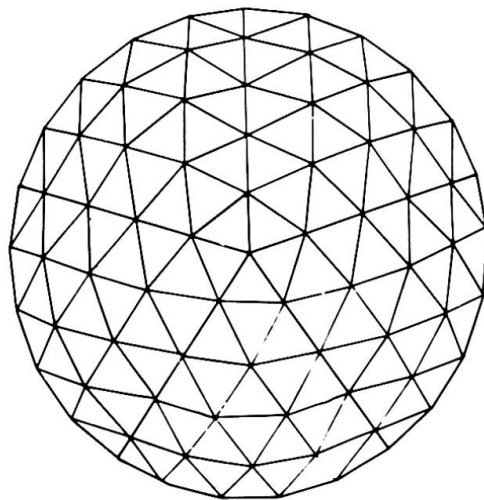
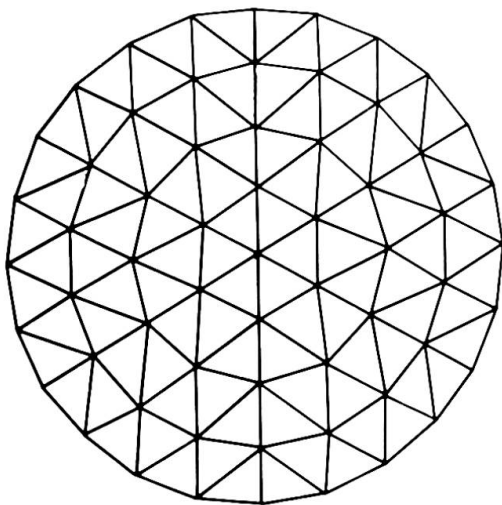
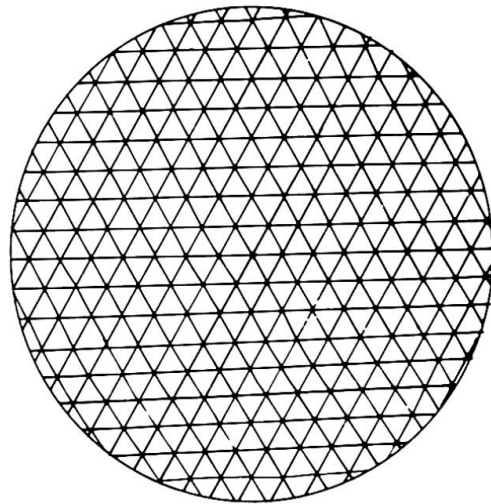
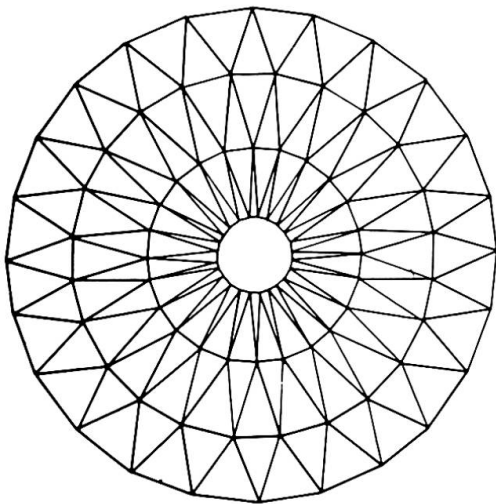
Plate III



Elevation



Plan



The earlier work of Buckminster Fuller on geodesic domes proved to be instrumental in reviving the interest of architects and engineers in braced skeleton domes. The recent work of D. G. Emmerich (Ref 12) on the morphology of skeleton space structures and K. Critchlow (Ref 13) on the general topology of three-dimensional subdivisions clearly illustrates the recent interest of architects in space frames.

The United States pavilion at Expo '67 designed by Buckminster Fuller and his associates, is the most impressive example of a geodesic dome. It is a three-quarter sphere of 76 m dia and contains some 6000 connectors and 24000 tubular members arranged into a double-layer space grid. A three-way grid forms the outer layer (Fig. 10) and a hexagonal grid the inner layer. The consulting engineers who tried to analyse the three-dimensional grid as a skeleton space frame, admit that the resulting configuration proved to be too complex for direct analysis by existing large-capacity computer programmes. (Ref 14) Instead, approximate stresses have been obtained using shell analysis for eight different loading conditions.

Because the pavilion is a double-layer space frame with a different configuration for the inner and the outer layers, the transformation of stress resultants to maximum member forces in the actual frame is quite involved; the situation is further complicated by the fact that the geometry of the inner layer is not fully triangulated but hexagonal and can support only fully symmetrical loading.

The computer analysis has been carried out using a programme designated as MAST (Membrane Analysis of Structures). The structural consultants stated that the extent of the participation of the inner layer in bearing the shell stress resultants is not constant and depends on the type of external loading.

For design purposes, the stress resultants from membrane analysis were apportioned approximately 55 to 75% to the outer layer and 25 to 45% to the inner layer depending upon the type of loading considered.

It is of interest to mention that the factor of safety of this dome against buckling failure, based on an equivalent thickness of a homogenous shell, was 4. The calculations also proved that the load capacity of this dome is governed by the stability of individual members and not by the overall stability of the dome.

The framing members are steel tubes 88.9 mm dia for the outer layer and 73 mm dia for the inner layer and for the diagonal web members. Though the outside diameter of the tubes is constant, the wall thickness varies depending on their location.

Two types of connectors were used one for twelve members and the second for six members, meeting at a joint.

The Montreal dome is an example of a double-layer type, which is suitable for very large spans, much greater than the span actually used. In fact, single layer domes have been built during recent years for spans exceeding 90 m. A good example is the geodesic steel dome designed by Synergetics Inc. for Electro Minerals Division of the Carborundum Co. N.Y. which has a span of 90 m. It consists of steel I sections, bolted at each end with four bolts through small circular vertex plates provided above and below the joint. The structure proved to be very simple to erect and highly economical in cost. One should not create the impression that for such large spans, as mentioned above, only steel is suitable. In fact, the University of Utah's special events centre features a timber braced dome of 107 m dia.

It has been designed as a single-layer triangulated dome in the Triax system and manufactured by Timber Structures Inc. The designers claim that the timber dome design permitted a substantial saving over alternative metal systems. The type of bracing follows the three-way grid pattern. This type is also very popular in several European countries. There are several recent examples of braced tubular steel domes built in this configuration by S. du Chateau. The swimming pool covered with a three-way tubular dome at Drancy near Paris, is an excellent example of a single-layer grid dome having a dia of 45 m. Special connectors of weldable cast steel were used at Drancy and the joints were fully rigid. Du Chateau used the three-way type of grid for many of his domes including the Agadir dome in Morocco which is supported at only three points spaced 32 m apart.

In the U.S.A. the Schwedler type domes are still very popular and are frequently used. Two especially interesting examples are the domes built in 1968 - 69 at the Notre Dame University, each measuring 100 m dia and having a 12,500 seating capacity for basketball games, convocations and stage show productions.

The domes have Schwedler type of bracing and are of welded construction. There are 36 ribs in each dome spanning from the tension ring to the compression ring. The ribs were fabricated in two pieces and bolted together in the field with high-strength bolts. The erection was very simple, a temporary steel tower being used to support the crown compression ring while the ribs were placed in tandem across the dome with two cranes.

The Ohio University has one of the lightest Schwedler domes in the United States over their convocation centre erected in 1968. The dome has a dia of 110 m and is supported on 48 columns.

In Europe, Professor F. Lederer influenced to a great extent the development of network domes. An interesting and a very recent example is a steel tubular dome having a dia of 70 m built at Opole in Poland. A special type of universal connector has been used, which allows simple adjustment in the length of the members.

Connectors

The review of the last five years shows clearly that the search for an "Ideal" connector for prefabricated space structures continues. Many new types of connector have been developed, but most of them are too complex and therefore too expensive. As a result, very few have survived the test of time. The interest shown in this field is probably best illustrated by the competition organized in 1964 by the French Chambre Syndicale des Fabricants de Tube d'Acier for the development of efficient connectors for tubular space structures. Reference 15 shows details of the various proposals submitted during this competition. There are several articles discussing the relative advantages and disadvantages of numerous connectors.

Extensive testing of various types of mechanical connectors suitable for prefabricated tubular space structures was carried out during 1969 - 70 by Stewarts & Lloyds Co. Ltd. Fig.11 shows the specially constructed jig for testing full-size connectors under three-dimensional systems of loading.

One of the more successful connectors is the Triodetic joint developed by a Canadian firm, originally for aluminium space structures, but nowadays used mainly for steel systems. It uses specially extruded hubs, provided with slots to receive the pressed ends of the structural members. It must be noted that in forming the ends metal is not removed but only displaced. This results in the formation of a tapered thread with a gradual transfer of load and high structural efficiency. Assembly is carried out by slipping the ends of the member into the hub.

The introduction of the Triodetic connector influenced to a marked degree the use of steel and aluminium tubular members for triangulated hyperbolic paraboloidal structures. A classical example of this trend is the Olympic Games Sports Palace constructed in 1968 in Mexico City. The structure is covered by a domed roof 132 m dia. The roof is a spherical shell formed by a grid of steel trusses forming arches. The 12 m square areas between the arches are covered by a triangulated grid of aluminium tubes in the shape of hyperbolic paraboloids. The whole roof is covered therefore with 144 aluminium HPs weighing only 3 kg/m². Fig. 12 illustrates the interior of this most unusual structure. All the aluminium tubes are interconnected by means of the Triodetic joint.

Several steel triangulated hyperbolic paraboloidal structures have been built in Japan, some of very considerable span.

A large hangar at the Minneapolis - Saint Paul International Airport in the U.S.A. has been covered in 1969 with a steel hyperbolic paraboloidal structure. The HP measures 38 m along each rear side, 50 m along each front side and spans 58 m between two supporting buttresses.

These examples show that even in the field of shell structures (which many engineers regard as the province of reinforced concrete), steel and aluminium are steadily being introduced by reason of economy and structural efficiency.

Analysis

A decade ago the analysis of a complex space structure was frequently an almost impossible task. In 1970, the designer can obtain with reasonable accuracy the assessment of stress distribution in his structure, assuming that it behaves elastically. Tests show that double-layer grids can be analysed by elastic methods and that the rigidity of the joints does not change the stresses by more than some 10 to 15% for the two-way arrangements. In the case of three-way grids the difference between the analyses for pin-connected and rigidly connected members is normally even less, because of the greater overall rigidity of three-way grids.

However, the elastic analysis of single-layer barrel vaults and domes still provides only an approximation. Such structures behave elastically but not in a linear manner. The possibility of buckling for double-layer grids is minimal, but very real for single-layer triangulated shells.

One of the main reasons for the rapid acceptance of space frames and their striking development within the past few years has been the introduction of electronic computers. Its use has radically changed the whole approach to the analysis and design of space frames. It has also been realised that matrix methods of analysis developed for use on high-speed digital computers provide an extremely efficient means for rapid and accurate treatment of many types of space structures.

Matrix algebra is ideally suited for automatic computation and great interest has been expressed during recent years in the formulation of general matrix equations for three-dimensional structures. In these methods the digital computer is now used not only to solve many simultaneous equations, but techniques have been developed to generate the input data, the analysis of the structure, the determination of the required stress resultants and the production of the finite output. (Ref 16)

Most of the programs now existing for the analysis of space structures are based on the stiffness method. Electronic computers are better suited to perform fully automatic operations,

which can be followed blindly by the computer regardless of the nature of the framework. This condition is satisfied in the case of the stiffness approach in which the final equations of structural analysis are formulated with deflections as unknowns and the computer is not required to make arbitrary choices of unknown quantities as is the case for the flexibility method. However, theoretically, it is possible to use the matrix formulation, either in the flexibility or in the stiffness methods and to obtain from the electronic computer the stresses and the displacements – in practice, in the past, the flexibility approach proved to be more complicated than the stiffness approach. It is very interesting to note that during recent years techniques have been developed for the automatic selection of redundancies and for the generation of the self-equilibrating force systems. This allows the flexibility analysis to be used and is changing the earlier preference for the stiffness method. Przemieniecki in his book (Ref 17) shows that the selection procedures for flexibility methods based on the Jordanian elimination techniques lead invariably to well conditioned equations.

With the increased interest in computer analysis, the designers soon found that the analysis of complex space frames required very large core memory capacity in the electronic computer. To overcome the practical limitations of the storage capacity, methods have been formulated, in which advantage is taken of the band form of the main stiffness matrix of the system and also partitioning techniques have been perfected in which the analysis is done in interconnected steps, analysing the structure divided into smaller units of manageable size.

Soon, other difficulties have been observed, even using the above mentioned techniques the round-off errors can reduce the accuracy of the results.

Tezcan (Ref 18) proposed several modifications in the matrix treatment of space frames using the transformed member stiffness matrices in connection with the code number approach. This results in a greatly increased speed of generation of the main stiffness matrix and leads to a considerable saving in data preparation and computer storage. The use of code numbers makes the programming easier and the computation much faster.

The problem of ill-conditioning of stiffness matrices has received a great deal of attention. The influence of truncation errors on the accuracy of the numerical solutions using the stiffness matrix formulations can be considerable. This influence depends upon the characteristics of the stiffness matrix, namely its eigen values and the eigen vectors. These determine the conditioning of a given matrix and the extent of coupling among its eigen vectors. Shah (Ref 19) shows that one of the measures of conditioning of a matrix is the ratio between the largest and the smallest eigen values.

Another characteristic trend which became very noticeable during the past five years are the attempts to apply the finite difference and the finite element methods to the analysis of various types of space frames. The finite difference methods have been used successfully in the past in the stress analysis of plates. However, it is only during the last decade that these techniques have been extended to reticulated shells and especially to double-layer grids. (Ref 20 - 23)

The finite difference methods lead to a system of algebraic equations, determining the values of the function at isolated points. Obviously they are approximate but their application is general and does not suffer from the usual limitations of the differential calculus methods.

The distinction between the finite difference and the finite element techniques lies in the method used to determine the system of partial differential equations.

In the first method the equivalent differential equations are approximated by difference operators which require an assumption of the displacement form between the adjoining node points. In the finite element method the field is divided into various small elements each connected to its neighbouring elements at their node points. (Ref 24)

Several attempts have been made to apply the finite element technique to the analysis of elastic buckling of structures using a digital computer.

In spite of the availability of digital computers, there are frequent cases when the complexity of the framework makes the analysis of space structures either very tedious and expensive, or simply impossible because of the very large number of bars and joints in the structure .

In such cases certain types of reticulated shells and double-layer grids can be analysed by treating them as continua and applying the shell or plate analogies. Recent work of D. Wright has been of fundamental importance in this field. (Ref 25 - 26) He determined elastic properties of the analogous shells and showed how to use them in the general shell equations. This enables an approximate determination to be made of the stresses in reticulated shells.

The determination of the instability behaviour of space structures still produces considerable difficulties - the existing data allow only an approximate assessment of this very important phenomenon. Whereas the bar stability problem is covered in great depth, the local buckling or so called snap-through buckling is just beginning to receive the attention of research workers. Litle (Ref 27) produced recently an interesting review of the reliability of shell buckling predictions and several of his conclusions can be applied directly to reticulated shells. Aguilar (Ref 28) investigated the joint stability of braced domes, and took the vanishing of the first order variation of the total potential of the system as the criterion for equilibrium.

Interesting experimental work of Buchert (Ref 29 - 30) demonstrated that shell edge conditions play an important role in the capability of a shell-like structure to resist buckling.

Whereas the computer analysis of elastically linear space frames has received a great deal of attention, there are only very few papers dealing with the matrix formulation for dynamic analysis or calculation of vibration frequencies and modes.(Ref 31)

Summing-up

- (1) Great advances in prefabricated double-layer grids have taken place in many countries and these systems are now widely accepted.
- (2) There has been a remarkable increase in the popularity of tubular space structures. Hollow steel sections now compete very successfully with conventional rolled steel sections and are used very frequently for three-dimensional structures.
- (3) The search for an improved connector for space structures still continues.
- (4) The expected major break through in the structural use of aluminium in space structures has not taken place, the high cost of aluminium being the main reason. The vast majority of space structures are built in steel.

- (5) The elastic analysis of space structures is no longer a major problem for the designer. The readily available programs for high-speed electronic computers provide rapid stress analysis and, in some cases, even the design of the structures.
- (6) Whereas the dead and even live loads can be determined with reasonable accuracy the assessment of wind loading is still based on very approximate assumptions. Very little is known about the distribution of wind loading on domes, barrel vaults and hyperbolic paraboloidal structures. Wind tunnel research is urgently required.
- (7) Space structures can be very economical in the use of material and, due to their light weight, they often have to be designed for reversal of stresses due to wind suction. Unsymmetrical loading can produce instability in single-layer space structures. The recent collapse of three aluminium braced domes and one steel barrel vault under a heavy unsymmetrical snow loading emphasises the importance buckling, a phenomenon still not fully understood.
- (8) No information exists on the influence on composite action of the framework and the roof deck. The buckling behaviour of many types of space structures is influenced by the cladding.

Conclusion

Interest in space structures is growing constantly - the large number of such systems built all over the world shows clearly that space structures can compete very successfully with more conventional structures.

References

1. R. M. Davies (editor) "Space Structures"
Proceedings of the first international conference
on space structures
Blackwell Scientific Publications,
Oxford & Edinburgh, 1967.
2. K. J. Joyner, R. G. Taylor
and Z. S. Makowski "The Boeing 747 Hangar 01 Heathrow, London"
Tubular Structures No. 15,
March 1970, pp. 2 - 32.
3. J. M. Montero Rodriguez and
J. C. Contreras Carrillo "Roofing the hydrographic research centre -
Madrid (Spain)"
Acier, No. 6 1969 pp. 277 - 280
4. Z. S. Makowski and H. Nooshin "The structural analysis of a large three-way grid"
Proceedings of the Space Structures International
Conference
Blackwell Scientific Publications, Oxford, 1967
pp. 327 - 342.
5. D. H. Geiger "A cost evaluation of space trusses of large span"
AISC Engineering Journal
April 1968, pp. 49 - 61.

6. N. Yamashita, N. Kannai and M. Kanazawa
"Design and construction of Obayashi Truss H-1"
(in Japanese)
Column No. 25, pp. 43 - 48
Published by Yawata Iron & Steel Co. Ltd.
Tokyo, Japan.
7. H. Stenker
"Entwurf der Stahlkonstruktion für Eissportstadion Halle"
Bauplanung - Bautechnik
November 1969.
8. S. du Château
"Les structures tridimensionnelles dans l'industrialisation
du bâtiment"
Recherche & Architecture, No. 2, 1970, pp. 23 - 30.
- 9a. H. Beer
"Einige Anwendungen der Schalenbauweise im Stahlbau"
Der Bauingenieur,
May 1966, pp. 200 - 208.
- 9b. Z. S. Makowski
"Analytical and experimental investigations of
stress distribution in steel space frames"
Proceedings of the Steel Congress 1964
European Coal and Steel Community,
pp. 581 - 606.
10. J. Zeman
"A remarkable steel structure for roofing a large
sports hall in Czechoslovakia"
Acier, No. 4, 1968, pp. 181-188.
11. Z. S. Makowski
"Steel space structures"
Michael Joseph, London, 1965.
12. D. G. Emmerick
"Géométrie Constructive"
Ecole Nationale Supérieure des Beaux-Arts,
Paris, 1970.
13. K. Critchow
"Universal space families"
Architectural Design,
October 1965, pp. 514 - 517.
14. S. Sadae and F. J. Heger
"The United States Pavilion at Expo '67"
Tubular Structures, No. 9, 1967
pp. 2 - 9.
15. Chambre syndicale des
fabricants de tubes d'acier
"Le tube d'acier dans la construction métallique -
noeuds et assemblages"
CSFA, Paris, 1966.
16. K. Eiseman, L. Woo and
S. Namyet
"Space frame analysis by matrices and computer"
Journal of the Structural Division,
Proceedings of the A.S.C.E.
December, 1962, pp. 245 - 278.
17. J. S. Przemieniecki
"Theory of matrix structural analysis"
McGraw-Hill, Inc. 1968.

18. S. S. Tezcan "Computer analysis of plane and space structures"
Journal of the Structural Division,
Proceedings of ASCE, Vol. 92, No. ST2,
April 1966, pp. 143 - 173.
19. J. M. Shah "III-Conditioned stiffness matrices"
Journal of the Structural Division,
Proceedings of ASCE, Vol. 92, No. ST6,
December, 1966, pp. 443 - 457.
20. J. D. Renton "The related behaviour of plane grids, space grids
and plates"
Space Structures (Edited by R. M. Davies)
Blackwell Scientific Publications,
Oxford & Edinburgh, 1967, pp. 19 - 32.
21. M. V. Soare "Application of finite difference equations to
shell analysis"
Pergamon Press Ltd., London, 1967.
22. M. V. Soare "Application des equations aux différences finies
au calcul des réseaux spatiaux planaires carrés"
Rev. Roum. Sci. Techn. - Méc. Appl.
Tome 14, No. 3, pp. 595 - 628, Bucarest, 1969.
23. M. V. Soare "Contribution à l'étude des réseaux spatiaux planaires
simples par la méthode des différences finies",
Rev. Roum. Sci. Techn. - Méc. Appl.,
Tome 14, No. 5, pp. 949 - 984, Bucarest, 1969.
24. G. W. Hicks "Finite-element elastic buckling analysis"
Journal of the Structural Division,
Proceedings of ASCE, Vol. 93, No. ST6,
December, 1967, pp. 71 - 86.
25. D. T. Wright "Membrane forces and buckling in reticulated shells"
Journal of the Structural Division, Proceedings of the
A.S.C.E.
February 1965, pp. 173 - 201.
26. D. Wright "A continuum analysis for double-layer space frame
shells"
Memories, I.A.B.S.E.
Vol. 26, 1966, pp. 593 - 610.
27. W. A. Litle "Reliability of shell buckling predictions"
Research Monograph No. 25,
M.I.T. Press, Cambridge, Massachusetts
28. R. J. Aguilar "Snap-through buckling of framed triangulated domes"
Journal of the Structural Division
Proceedings of the A.S.C.E.
April 1967, pp. 301 - 317.

29. K. P. Buchert "Effect of edge conditions on buckling of stiffened framed shells"
Engineering Experiment Station Bulletin Series No. 65
University of Missouri, Columbia, October, 1967.
30. J. O. Crooker and K. P. Buchert "Reticulated space structures"
Journal of the Structural Division
Proceedings of the A. S. C. E.
March 1970, pp. 687 - 699.
31. W. D. Whetstone & C. E. Jones "Vibrational characteristics of linear space frames"
Journal of the Structural Division,
Proceedings of the A. S. C. E.,
October 1969, pp. 2077 - 2091.



Fig. 1. Two-way latticed grid over the McCormick Plate in Chicago

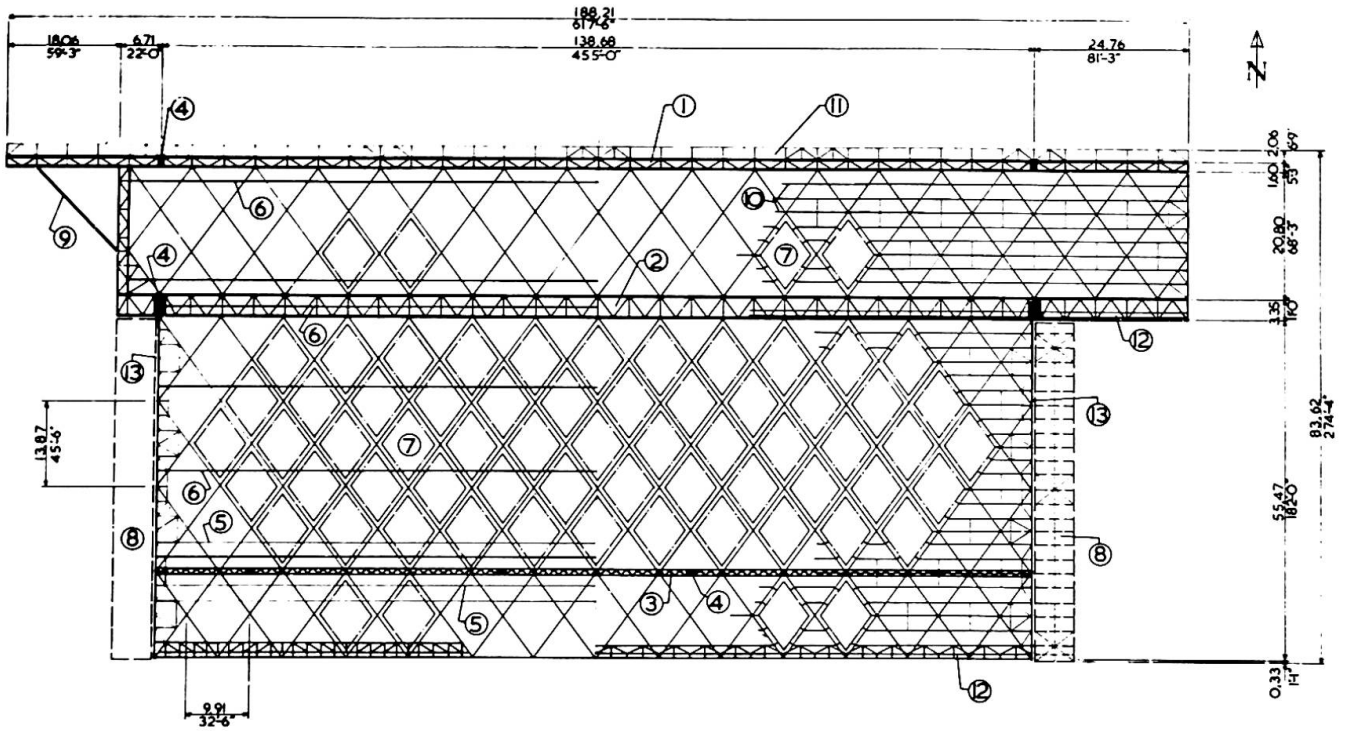


Fig. 2. Plan of the diagonal grid covering the hangar at London Airport

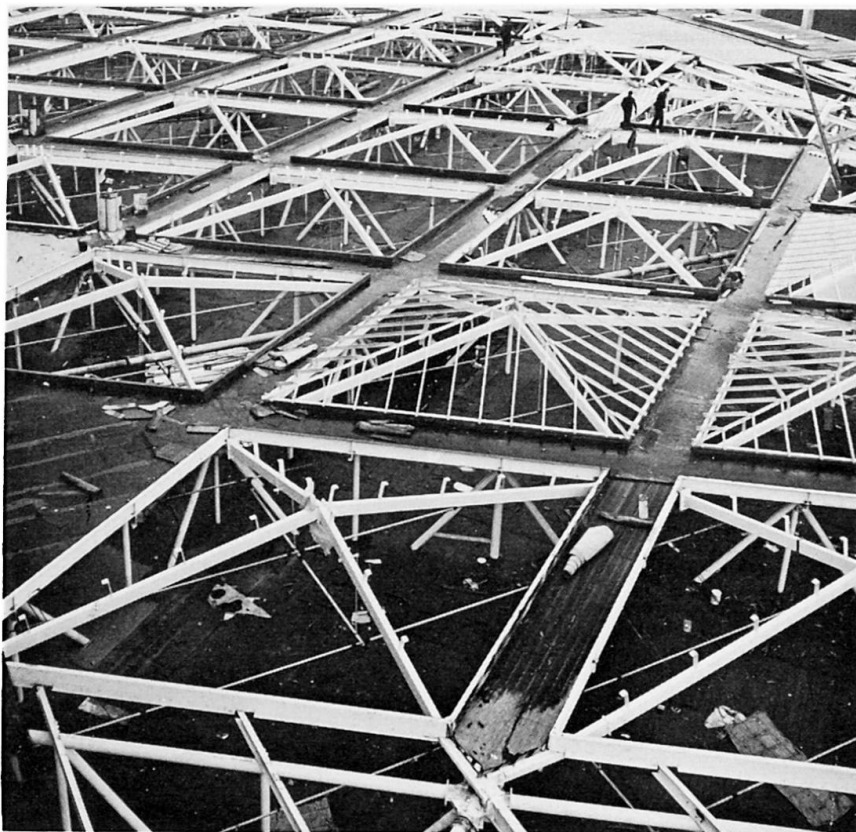


Fig. 3. The external view of the hangar

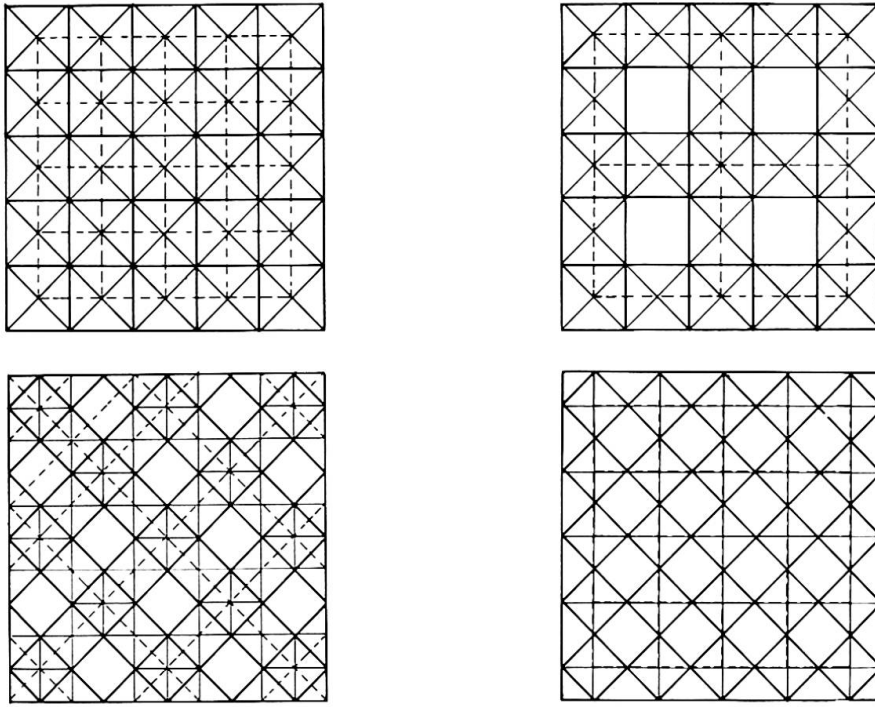
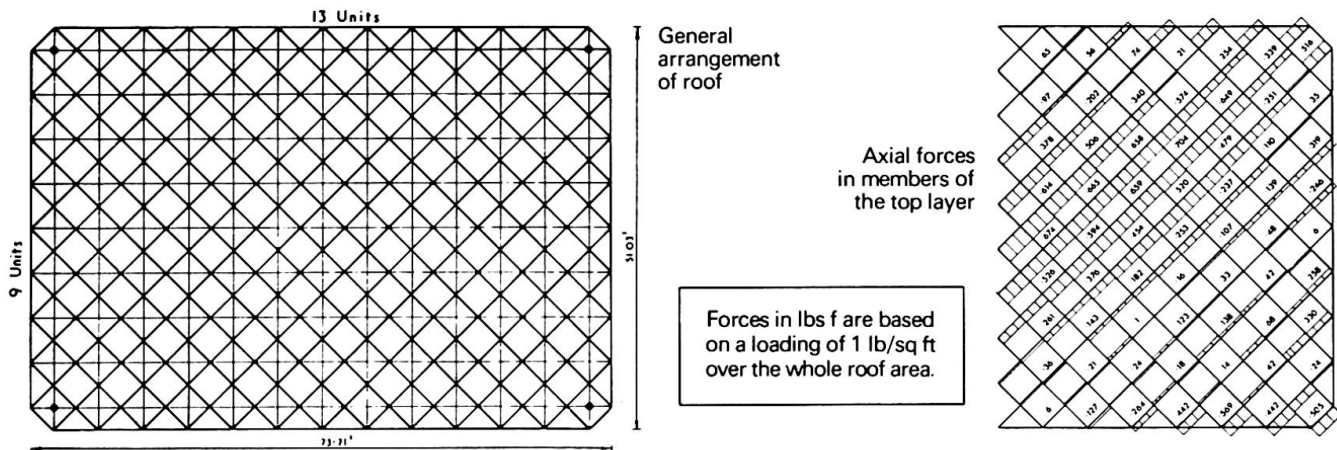


Fig. 4. Evolution of two way double-layer grids



Analysis of UNIBAT grid supported only at the 4 corners for training area roof - Northern Gas Board

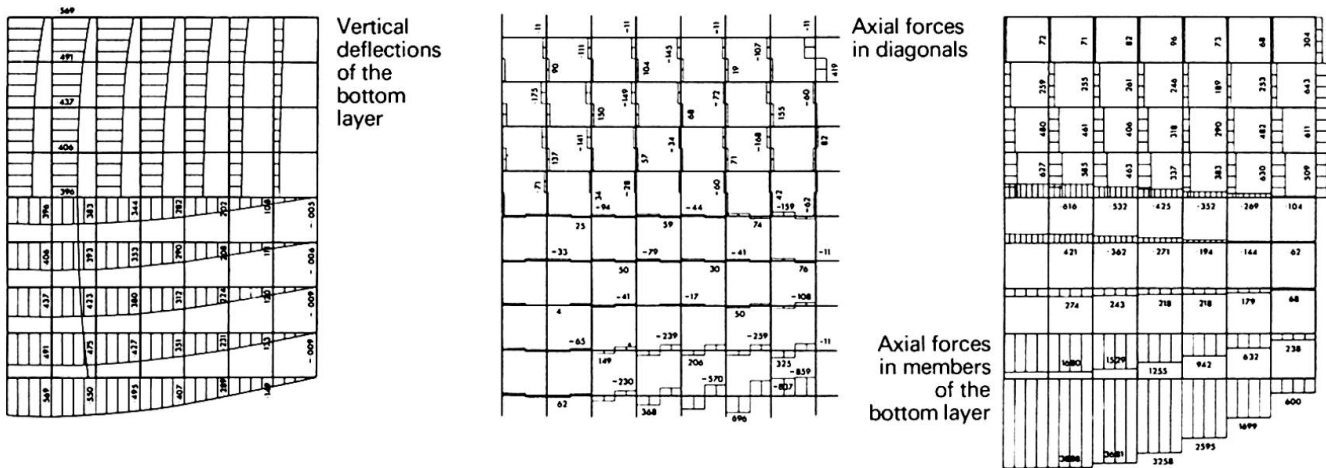


Fig. 5. Stress distribution in a two-way double-layer grid supported only at four corners

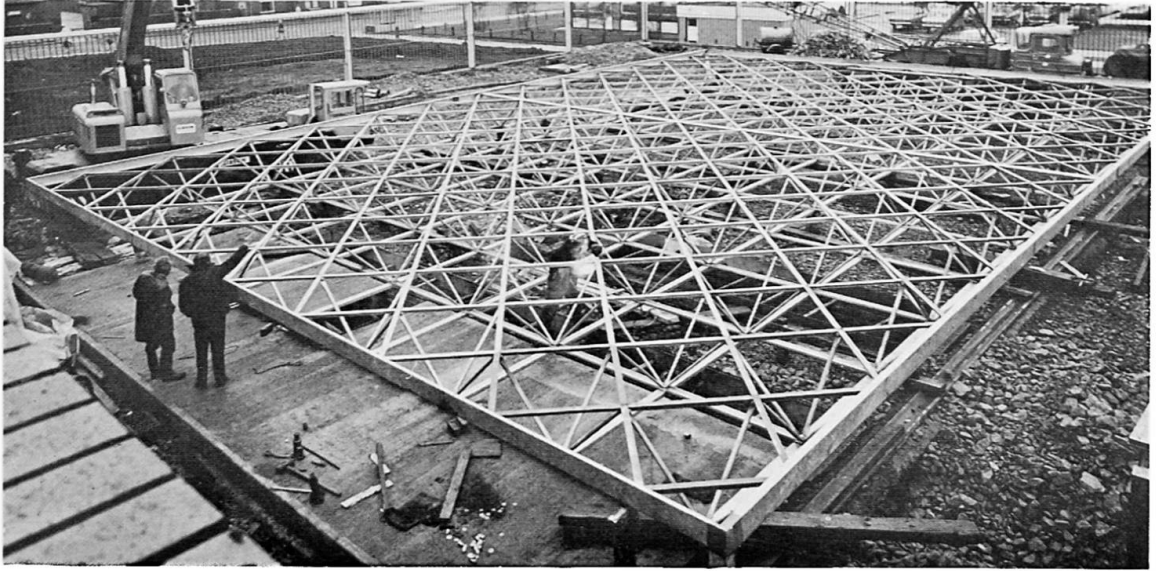


Fig. 6. Erection of the double-layer grid at Killingworth

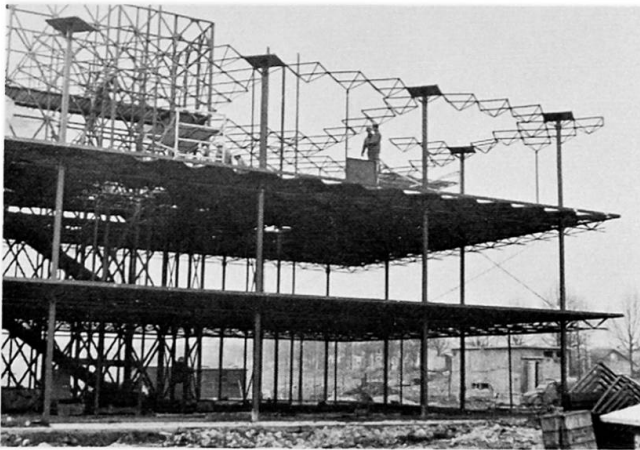


Fig. 7. Construction of a multi storey building in France using the Unibat system



Fig. 8. The external view of seven barrel vaults built for the Port of London Authority



Fig. 9. Erection of a braced barrel vault at Kladno, Czechoslovakia

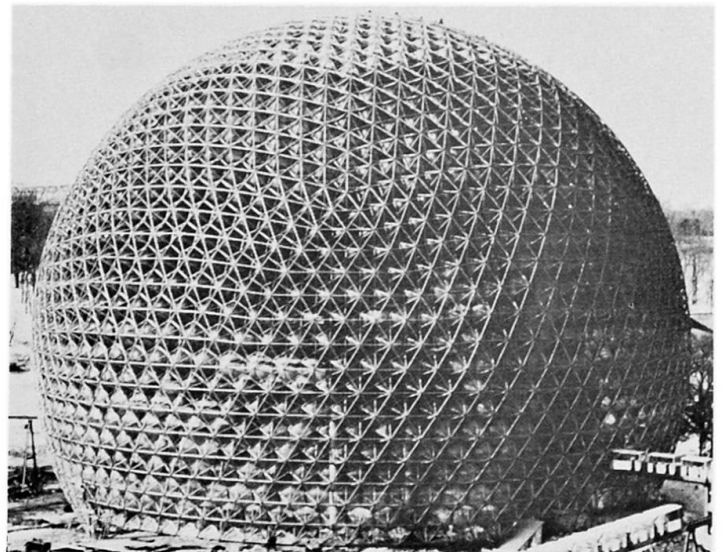


Fig. 10. Geodesic steel dome erected for the American Pavilion at Expo '67

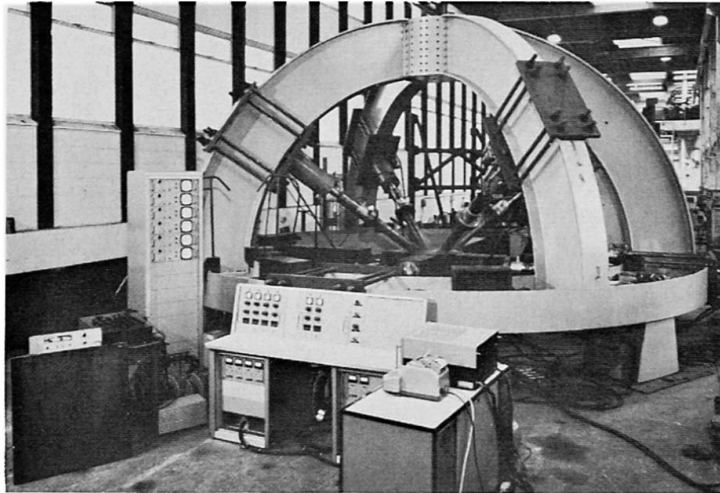


Fig. 11. Rig for testing joints in space structures



Fig. 12. Space grid roof over the Olympic Games Sports Palace in Mexico City

Leere Seite
Blank page
Page vide

IIIc

Coques métalliques

Stahlschalen

Metal Shells

P.A. LORIN

Paris

Dans le domaine des charpentes un des problèmes majeurs qui se pose à l'Ingénieur est celui de la couverture. Cette couverture est une grande surface à réaliser de telle sorte qu'elle constitue une protection totale contre le vent, la pluie, la neige. Elle doit donc résister à des systèmes de charges extérieures résultant de l'action du vent et de la neige, elle doit être en équilibre sous son poids propre et ces charges extérieures climatiques auxquelles peuvent s'ajouter des surcharges de service agissant en certains points en prenant appui sur des éléments supports laissant la plus grande liberté pour l'exploitation.

Des problèmes de même nature se posent dans d'autres domaines où il s'agit de réaliser des surfaces résistant à la pression de fluides (liquides ou gaz) notamment dans la construction navale ou dans la construction de réservoirs à liquides ou à gaz sous pression.

Aussi n'est-il pas étonnant que l'on trouve souvent quelque analogie dans ces réalisations d'applications diverses. La couverture en bois des vieilles cathédrales ne rappelle-t-elle pas d'ailleurs la construction d'une coque de navire, on les appelle des "nefs". Je citerai notamment en France la vieille église d'Honfleur, près de l'embouchure de la Seine, qui comporte deux nefes accolées, dont la couverture en bois, réalisée d'ailleurs par des marins, est tout à fait semblable à deux coques de navire.

Cependant, s'il faut insister sur cette analogie et bien signaler l'intérêt que nous avons à examiner comment les constructeurs de navires ou de réservoirs cherchent à résoudre leur problème, il est nécessaire également de

bien faire remarquer que le caractère particulier des couvertures tient en général à leurs grandes dimensions (avec points d'appui espacés) et à la valeur relativement faible des pressions supportées.

Ces données constituent l'originalité du problème à résoudre.

Il est intéressant en abordant ce problème, afin de déceler l'orientation des réalisations utilisant le métal, de reprendre très rapidement l'évolution suivie au cours des temps avec l'emploi de divers matériaux.

Un peu d'histoire.

Voyons comment les Architectes ont résolu le problème de la couverture à l'époque où l'on ne disposait guère, pour construire, que de la pierre et du bois.

La pierre ne résiste qu'à la compression et ne peut donc être soumise à une flexion, le bois au contraire travaille bien (dans le sens des fibres) et en traction et en compression, il peut donc aussi travailler en flexion.

Les solutions étaient-elles donc très différentes.

Avec le bois on a réalisé des structures porteuses, arcs ou fermes réticulés, sur lesquelles étaient posés les éléments de couverture. Ces derniers ne concouraient guère à la stabilité générale, ils transmettaient les pressions locales sur les éléments résistants. Ces constructions ont été les modèles d'où sont nés les types classiques de structures à ossature métallique.

Avec la pierre, au contraire, on a cherché un équilibre de membrane pure en compression, de même que pour les ponts on a réalisé un équilibre funiculaire en compression (les arcs).

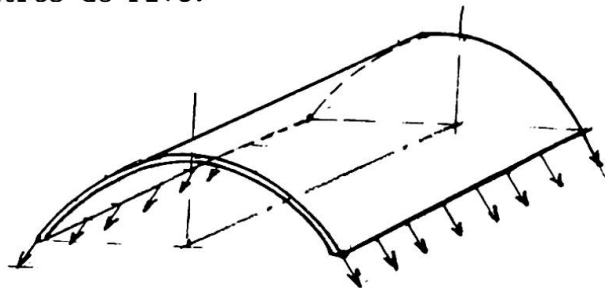
Il y a d'ailleurs une grande analogie entre l'équilibre funiculaire à une dimension et l'équilibre membranaire à deux dimensions.

Avec la pierre on a eu alors des chefs d'oeuvre d'équilibre membranaire en compression : les dômes sphériques (les merveilles de Sainte-Sophie à Istanbul ou des palais et mosquées d'Ispahan en Iran), les voûtes (en particulier les voûtes gothiques).

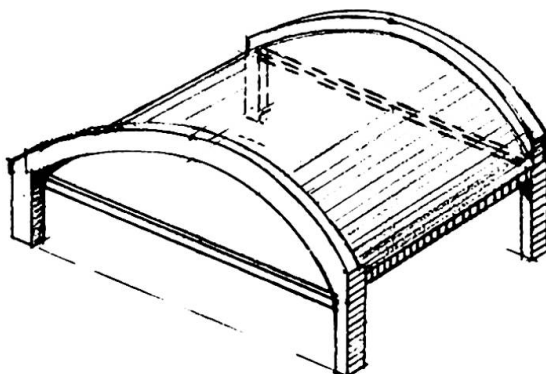
Ce qui est extrêmement intéressant c'est qu'avec une forte charge répartie donnant un équilibre membranaire en compression dans la forme initiale (dôme ou voûte en arc), l'équilibre reste réalisé avec de très faibles déformations lorsque viennent agir des surcharges non réparties uniformément mais d'intensité relativement faible par rapport au poids propre (c'est le cas du poids des véhicules sur un arc massif en maçonnerie, ou du vent sur un dôme ou une voûte en pierre).

Ceci nous amène à remarquer que la variation de forme est encore plus faible s'il s'agit d'un funiculaire en traction ou d'une membrane tendue. On sait - en effet, que les flèches d'une poutre sous des charges transversales sont fortement diminuées par l'effet d'un effort de traction dans la poutre. Si F est cette force de traction dans une poutre de portée l , d'inertie I en un matériau de module E , les coefficients minorateurs de flèches s'expriment en fonction des cosinus et sinus hyperboliques de la quantité $l \sqrt{\frac{F}{EI}}$ (termes généralement appelés du second ordre, ou phénomène d'élasticité non linéaire). Il en est de même dans les membranes tendues, et il y a beaucoup à tirer partie de cette propriété pour les coques métalliques avec fortes tractions membranaires.

Les constructeurs en béton ont commencé par réaliser aussi des voûtes paraboliques constituant des membranes comprimées, les poussées de la voûte étant prises par des poutres de rive.



Mais finalement ces poutres de rive ont peu à peu été supprimées, les poussées de la membrane entre deux nervures au droit des poteaux ont été absorbées dans la voûte même. La membrané devient alors une coque.



Ainsi sont nés les voiles minces en béton dont l'avantage est que le matériau de couverture forme une toiture auto-portante.

En béton, il est facile de réaliser une surface quelconque à condition qu'elle soit réglée (coffrage), on a vu se développer de nombreux types de coques de cette nature.

Tout naturellement, les constructeurs métalliques ont cherché à trouver la solution de toitures auto-portantes. On doit alors réaliser une coque où le métal qui sera l'élément de couverture assurant la protection contre la neige et la pluie équilibrera directement, sans autres éléments structuraux, les actions du poids propre de la neige et du vent avec un nombre limité d'appuis donnant la plus grande liberté d'utilisation.

Mais il n'est pas question d'utiliser des coques épaisses pour avoir une solution économique. Avec les coques minces, des problèmes de stabilité se posent si l'on a des contraintes membranaires de compression. Par ailleurs, alors qu'il est aisé de réaliser des surfaces réglées quelconques en béton, pour le métal le problème devient très difficile à résoudre si la surface n'est pas développable.

Il est aisé de réaliser des coques de petites dimensions, et ceci explique le succès considérable des carrosseries d'automobiles en tôles minces embouties.

Les dimensions des couvertures de bâtiments ne permettent pas de telles solutions.

Les solutions possibles en métal - les problèmes posés.

Tout naturellement, les premières couvertures à ossature métallique utilisant un équilibre de membrane ont imité les réalisations en pierre : c'est-à-dire des dômes sphériques en compression.

Ainsi a été réalisée la première couverture utilisant le métal en France : il s'agit de la couverture de la halle aux blés, construite à Paris en 1811, aujourd'hui disparue.

Les éléments porteurs étaient des voussoirs en fonte.

On peut réaliser de telles couvertures en matérialisant des éléments structuraux suivant les cercles méridiens et parallèles de la sphère. Mais la peau, élément de couverture, est un élément porté, ce n'est pas une solution coque; pas plus que de nombreuses toitures coniques avec fermes rayonnantes suivant les génératrices.

On a hésité à aborder le problème pour des raisons théoriques : difficulté de résoudre le système complexe d'équations aux dérivées partielles avec les fonctions de rive à déterminer (analyse délicate de la rigidité des bords), difficulté concernant les problèmes d'instabilité pour les coques minces comprimées, difficulté de réalisation - surtout s'il s'agit de surfaces non développables.

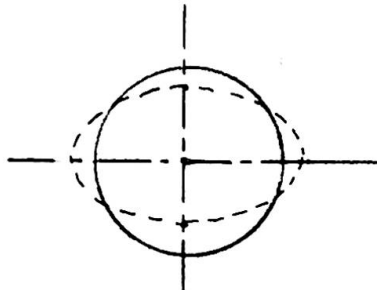
En ce qui concerne les difficultés théoriques de calcul des progrès très intéressants ont pu être faits d'une part par des recherches expérimentales dont la conséquence est de pouvoir introduire des hypothèses simplificatrices valables, d'autre part, grâce aux possibilités offertes par les ordinateurs dans le domaine de l'analyse numérique.

Un point très important à signaler pour les coques minces de couverture est celui du problème de l'instabilité sous des contraintes membranaires de compression ou de cisaillement.

Il faut souligner que ce problème d'instabilité comporte deux aspects : l'instabilité générale et l'instabilité locale.

Par analogie, nous prendrons pour illustrer ce point le cas d'une coque cylindrique vide plongée dans un liquide sous pression.

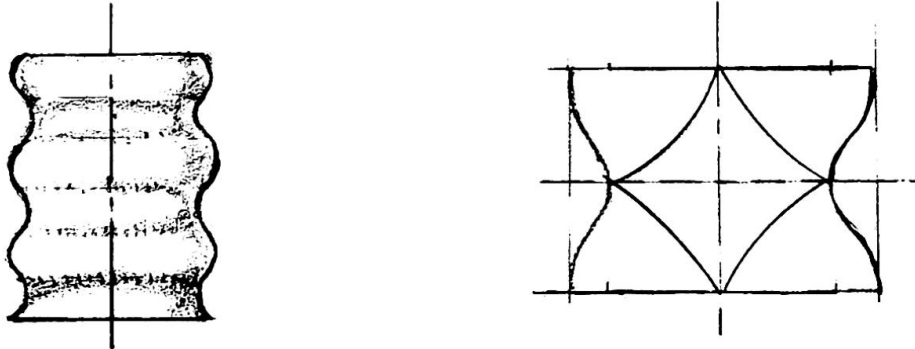
Un tel tube cylindrique peut présenter un flambement général par compression :



La contrainte critique pour un cylindre d'épaisseur e , de rayon r , est proportionnelle à $(\frac{e}{r})^2$.

On empêchera ce flambement général en disposant de distance en distance des raidisseurs ou des diaphragmes.

Mais on peut aussi avoir une instabilité locale de la paroi ou cloquage. Ce cloquage peut donner soit une déformation périodique (suivant l'abscisse sur l'axe du cylindre) de révolution, soit une déformation en facettes (loi périodique suivant l'abscisse sur l'axe du cylindre et suivant l'angle du centre) mais la contrainte critique est alors proportionnelle à $\frac{e}{r}$.



Comme $\frac{e}{r}$ est toujours beaucoup plus petit que l'unité, la contrainte de flambement local est, dans ce cas, toujours beaucoup plus grande que la contrainte de flambement général (proportionnelle à $(\frac{e}{r})^2$).

Encore faut-il remarquer que la coque peut souvent supporter des contraintes supérieures à la contrainte critique de flambement local.

D'ailleurs les fortes tensions membranaires sont toujours favorables : rappelons, à ce sujet, l'étude faite par Monsieur Massonnet sur le comportement post-critique des plaques planes (28^{ème} volume des Mémoires A.I.P.C.).

Dans les coques minces métalliques on aura souvent avantage à chercher à développer des contraintes membranaires de traction.

On pourra utiliser des surfaces développables, telles que des cônes, soumises à de fortes précontraintes de traction : nous citerons plus loin le cas de couvertures circulaires avec toiture conique suspendue réalisée en Autriche.

On pourra utiliser des surfaces non développables (mais là se présentent de sérieuses difficultés de réalisation), en général des surfaces réglées hyperboloïdes de révolution ou paraboloides hyperboliques, telles que l'on ait, en tous points, des parties de la surface situées de part et d'autre du plan tangent.

La solution en hyperboloïde de révolution à une nappe avait séduit le regretté Ingénieur Lafaille (voir Congrès A.I.P.C. Berlin 1936).

Sur cette idée des grands hangars d'aviation avaient été construits en France, notamment à Toulouse, en 1935.

La couverture était constituée par une série de nappes d'hyperboloïde à axe horizontal, un tronçon d'hyperboloïde était limité par deux cercles situés symétriquement par rapport au cercle de gorge, l'ensemble était supporté par des fermes circulaires situées aux raccordements de deux nappes successives.

L'ensemble constituait une solution originale et de faible poids, la tôle de couverture étant une coque auto-portante. Mais la réalisation de ces grandes surfaces non développables a posé des problèmes considérables et s'est avérée très onéreuse.

On pouvait penser également aux paraboloides hyperboliques.

Si l'on prend un paraboloides hyperbolique limité par un quadrilatère gauche (les rives sont quatre génératrices rectilignes) au voisinage du sommet, où le plan tangent est horizontal, on sait que cette surface comporte deux systèmes de paraboles égales de convexités contraires (en coupant la surface par des plans parallèles aux deux plans verticaux passant par les sommets opposés du quadrilatère gauche).

Or ces paraboles sont funiculaires des charges de densité constante en projection horizontale et voisines des funiculaires pour des surpressions intérieures ou extérieures. On peut ainsi réaliser une surface où les contraintes principales sous l'action du poids propre et du vent, sont dirigées suivant les paraboles.

Si les rives sont très rigides, cette membrane peut être en équilibre sans absorber d'efforts de cisaillement.

On peut alors réaliser une telle membrane par un filet de câbles paraboliques orthogonaux. Mieux encore, en donnant à ces câbles paraboliques de fortes précontraintes de traction, on peut faire en sorte que (vu la forte densité de charge uniforme correspondant à ces précontraintes de traction) pour des charges dissymétriques (vent ou neige donnant des charges non uniformes de

densité relativement faible) l'équilibre membranaire subsiste avec de très faibles déformations d'ensemble de la surface. Par ailleurs, aucun phénomène d'instabilité locale n'est à craindre. Mais une telle résille de câbles, constituant une membrane tendue sur son cadre, exige des rives ayant une très grande rigidité.

Une telle solution, employée par exemple pour la couverture du Pavillon de la France à l'exposition de Bruxelles 1958, résout parfaitement le difficile problème de la réalisation en construction métallique d'une surface non développable, mais elle exige une grosse dépense de matière dans les rives, ce n'est plus une coque.

Pour réaliser vraiment une coque suivant un parabolôïde hyperbolique, il faut utiliser des éléments de couverture en tôle, dont il faut étudier le formage et les assemblages. Pour ces assemblages, on bénéficie du fait que la surface comporte des génératrices rectilignes.

Il n'est pas douteux que l'on peut trouver des solutions élégantes pour réaliser des surfaces gauches en partant d'éléments plans formés à froid et assemblés entre eux par des moyens traditionnels suivant des surfaces de contact planes.

Je signalerai pour illustrer ce point, la remarquable réalisation d'une coque métallique sphérique que constitue le dôme géodésique Fuller. Il y a, aux Etats Unis d'Amérique, de très nombreuses réalisations de ces dômes en alliage léger (dômes Kaiser). En 1961, deux de ces dômes ont été réalisés en Europe, ils étaient les plus grands à l'époque, avec un diamètre de 60 m : l'un a été construit à Moscou, à l'occasion de l'exposition 1961 (il constituait alors le Pavillon américain), l'autre à la Porte de Versailles, à Paris, où il abrite le Palais des Sports. Une remarquable étude de la géométrie de la sphère a permis de réaliser toute cette surface en petits éléments bordés par des génératrices rectilignes constituant des losanges gauches. L'idée de base a été de considérer qu'il n'y a aucun point singulier sur une sphère, chaque point est un pôle. Ainsi les petits losanges gauches sont réunis par leurs pointes et par groupes de six sur divers pôles.

Il est impossible de constituer la surface sphérique avec des petits losanges gauches tous égaux, mais par une fine étude géométrique on montre qu'il est possible de constituer toute la surface avec un petit nombre

d'éléments, chacun reproduit en série. Qui plus est, il n'est pas nécessaire de former ces éléments gauches par emboutissage, il est possible de les obtenir par une série de plis rectilignes à la presse à plier classique des ateliers des constructeurs métalliques.

Enfin, l'assemblage de ces divers éléments dont les bords sont rectilignes se réalise par le procédé classique de rivets spéciaux posés à froid. Ainsi cette solution allie la facilité de fabrication sans nécessiter de gros investissements en machines spéciales, et la facilité de montage des structures traditionnelles en acier.

Ces résultats très intéressants montrent que malgré les difficultés présentées et sur le plan théorique et sur le plan pratique par la réalisation de grandes couvertures en coques métalliques, les Ingénieurs ont dans tous ces domaines fait de gros progrès qui incitent à poursuivre dans la voie de ces élégantes solutions.

Rapide tour d'horizon des résultats acquis dans le domaine théorique et le domaine pratique.

Il est très difficile de faire complètement le point de l'état actuel de la question, certes des lacunes considérables marqueront le rapide tour d'horizon que je vais faire, et je m'excuse auprès des chercheurs et des réalisateurs des oublis malheureux que je vais commettre, j'espère alors que ces oublis seront réparés par les contributions qu'ils voudront bien apporter au congrès de 1972.

Je ne prendrai d'ailleurs très rapidement que les recherches théoriques ou expérimentales ainsi que les réalisations les plus récentes. Pour avoir une vue plus complète de la question il est recommandé de lire les bulletins de l'"International associations for shell structures". On y trouvera, en particulier, de nombreuses études sur le calcul des coques à l'aide de programmes permettant l'emploi d'ordinateurs.

En ce qui concerne les apports récents sur le chapitre du calcul des coques, je signalerai :

- une étude de S.P. Banerjee parue au bulletin de l'I.A.S.S. n° 24 de mars 1965 : "Analyse numérique des coques à double courbure" : la solution des équations simultanées d'un élément de coque est assez difficile, il est donc usuel d'avoir

recours à une méthode itérative pour obtenir indirectement les résultats.

L'auteur propose une méthode variante donnant une solution directe,

- une étude de A. Aass parue dans le même bulletin de l'I.A.S.S. "Effets des bords sur des coques coniques symétriques de révolution". L'auteur présente une méthode d'analyse de l'effet perturbateur d'un bord. Les combinaisons des fonctions de Kelvin et leurs dérivées sont données par des tables. On étudie également les "coques longues" où les conditions de bordure d'un bord n'affectent pas la distribution des contraintes de l'autre bord,
- une étude de Ernani Diaz, parue au bulletin de l'I.A.S.S. n° 23 de septembre 1965 "Equations de membrane pour les surfaces du second degré",
- une étude de M. Gellert, bulletin de l'I.A.S.S. n° 30 de juin 1967 "Solution particulière de l'étude d'un cône plat", on facilite le calcul en cherchant la solution générale par combinaison d'une composante particulière dépendant de la charge et d'une composante homogène,
- une étude de O.A. Andres dans le bulletin de l'I.A.S.S. n° 34 de juin 1968, traitant des "coques membranes ayant la forme d'une surface du 2ème degré avec contraintes de cisaillement pur",
- une étude de Tsuboi, dans le bulletin de l'I.A.S.S. n° 36 de décembre 1968 "analyse des efforts dans une coque P.H. supportée aux quatre coins". Analyse suivant la théorie de Vlasov par emploi d'une double série de Fourier. Le P.H. est supporté aux quatre coins, les réactions étant des forces concentrées normales à la surface moyenne du P.H. supposé aplati,
- une étude de W. Zerna dans le même bulletin de l'I.A.S.S. traite "une nouvelle formulation de la théorie des coques élastiques",
- une étude de P. Ballesteros dans le bulletin de l'I.A.S.S. n° 37 de mars 1969 traitant des "Structures à surface funiculaire - Calcul par ordinateur". L'auteur se propose de trouver la forme d'équilibre de la surface moyenne de la coque quand chargements et distribution des efforts résultants sont connus. Les équations différentielles correspondantes sont résolues par la méthode des différences finies. Plusieurs exemples sont présentés.

Après ce très rapide coup d'oeil sur les recherches théoriques, nous abordons le domaine théorique appuyé par l'expérimentation.

Dans cet ordre, je signalerai les très intéressantes études de L. Kollar parues dans les bulletins de l'I.A.S.S. n° 30 de juin 1967 et n° 39 de septembre 1969.

Ces études abordent un problème particulièrement intéressant pour les coques minces métalliques. Il s'agit du problème de l'instabilité élastique. On y voit que les charges dites critiques lorsqu'on les détermine par la théorie élastique linéaire n'ont pas toujours une réalité physique. On est ainsi amené à considérer un état qualifié de post-critique, ce qui montre bien que ce qualificatif de critique n'a pas réellement un sens physique, ainsi d'ailleurs que le même phénomène a été constaté pour les plaques planes qui peuvent avoir un comportement post-critique, ces charges critiques étant déterminées par la théorie élastique de Timoshenko (voir notamment l'étude de Ch. Massonnet déjà signalée, dans le 28ème volume des Mémoires A.I.P.C.).

Dans son étude, L. Kollar montre que selon les cas, configurations, modes de chargement, la capacité de charge, lorsque celle-ci a atteint le niveau dit critique, peut augmenter, ou rester constante sous déformations croissantes, ou diminuer. On peut ainsi discuter du degré de sécurité vis-à-vis de l'instabilité élastique.

Un développement théorique est donné sur une forme généralisée du diagramme de Southwell basé sur des essais sur modèles.

Une application de cette méthode est faite à l'occasion du projet de construction d'un Hall des Sports, à Budapest.

La couverture du hall de Budapest sera une coupole reposant sur trois appuis, ceux-ci sont en plan les sommets d'un triangle isocèle dont deux côtés mesurent 97,50m et le troisième 112,80m, le sommet de cette coupole étant à 17,40m au-dessus du niveau des trois appuis.

Toujours dans le domaine théorique établi sur des bases expérimentales, je signale la très intéressante étude présentée par Michele Capurso et Alfredo Gandolfi, publiée dans le n° 6, année 1969, de la revue *Costruzioni metalliche* sous le titre : "Determinazione sperimentale del carico di collasso di contenitori cilindrici nervati soggetti a pressione".

Il s'agit donc de la recherche des contraintes et déformations d'un tube

cylindrique muni de raidisseurs longitudinaux soumis à pression intérieure.

Les résultats expérimentaux tirés d'essais sur cinq modèles ont permis de contrôler, avec une très bonne approximation, les bases théoriques.

Une étude parue dans le n° 34 du bulletin de l'I.A.S.S. présentée par A. Glassman donne une méthode originale pour traiter un problème complexe d'une coque sous certains modes de chargement, en déterminant les paramètres intervenant dans les équations générales d'équilibre par un nombre réduit d'essais sur modèle.

J'aborderai maintenant les exemples de réalisations faisant ressortir différents aspects de conception, d'application très intéressante de la précontrainte de traction appliquée à certains éléments, et d'utilisation des propriétés remarquables des surfaces gauches, donc non développables, posant cependant a priori de grosses difficultés pour des coques métalliques. J'ai signalé déjà, sur ce dernier point, les essais remarquables exécutés en utilisant les hyperboloïdes de révolution et les P.H.

Je reviendrai tout d'abord à la réalisation des couvertures en hyperboloïde de révolutions dont de nombreux modèles ont été exécutés de 1935 à 1940, ces recherches auraient certainement gagné à être poursuivies.

Les hangars à couverture en tôle mince autoportantes en forme d'hyperboloïde de révolutions ont fait l'objet d'un remarquable article de Y. Guyon et J. Mesnager publié en mai-juin 1936 dans les annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, 1ère année, n° 3.

Il est assez étonnant de voir que Y. Guyon beaucoup plus connu dans le domaine du béton précontraint ait eu, en 1935, l'idée de ces coques métalliques dont 34 exemplaires de 70 x 66 m ont été construits, l'hyperboloïde de révolution étant réalisée par une tôle de 1,4 mm d'épaisseur.

Dans ce type de couverture on trouve en chaque point un méridien qui est une hyperbole concave vers le haut et un cercle parallèle concave vers le bas. Ainsi, que les charges soient dirigées vers le bas ou vers le haut, on trouve toujours des éléments tendus, c'est la même propriété qui est utilisée dans les P.H. réalisés par deux nappes de câbles paraboliques de convexité contraire.

Mais, dans le cas de l'hyperboloïde en tôle, il ne s'agit pas d'une

membrane tendue sur un cadre rigide (P.H. à câbles) mais bien d'une coque. Ainsi sous l'action des supressions intérieures les cercles parallèles sont tendus, mais par le fait de la compatibilité des déformations, les éléments considérés suivant les hyperboles méridiennes sont comprimés. Dans les réalisations les tôles ont été raidies suivant le tracé de ces méridiennes par des pannelettes à treillis (ce sont des éléments de raidissage et non des éléments porteurs). Y. Guyon avait imaginé une mise en précontrainte de traction de la tôle pour éviter ces raidisseurs, à l'exécution on a préféré prendre la solution avec raidisseurs. Le montage était réalisé à l'aide de bandes de tôle plane qui après levage et repos sur les fermes circulaires (tracées suivant des cercles parallèles) prenaient naturellement un équilibre en chaînette très voisine de l'hyperbole méridienne.

Y. Guyon eut ensuite l'idée d'étendre ce principe de couverture à la construction de hangars métalliques démontables. Deux hangars de ce type, l'un de 28 m, l'autre de 38 m de portée furent réalisés en 1936. Y. Guyon n'a malheureusement rédigé aucun article sur ces réalisations, il en parlé récemment au congrès de Madrid de l'I.A.S.S.

L'idée de base a été de réaliser l'hyperboloïde de révolution par un système réticulé dont les éléments sont des tubes métalliques résistant à la compression et des câbles tendus.

La couverture comporte deux hyperboloïdes de révolution à axe horizontal, les méridiennes hyperboliques concaves vers le haut les cercles parallèles concaves vers le bas (comme dans le cas des hangars fixes). Ces deux hyperboloïdes se coupent suivant un cercle parallèle où ils s'appuient sur une ferme circulaire réalisée par un système réticulé de sections triangulaires avec un entrain en câble tendu.



En chaque noeud du système réticulé constituant un hyperboloïde on trouve : une méridienne hyperbolique, un cercle parallèle, deux génératrices rectilignes.

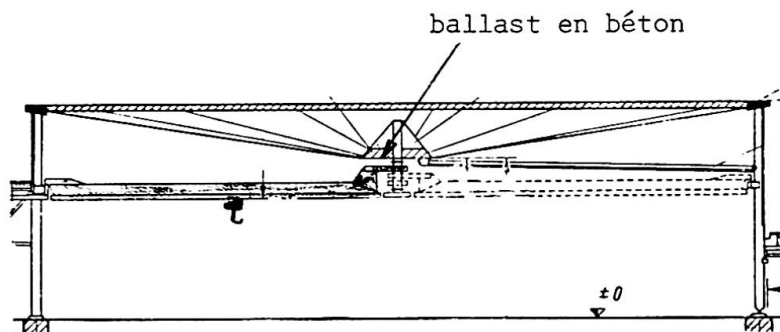
Dans le hangar de 28 m de portée, les génératrices rectilignes étaient matérialisées par des tubes, le méridien et le parallèle par des câbles. Dans le hangar de 38 m de portée on avait pris la solution inverse : méridien et parallèle en tubes, génératrices rectilignes en câbles.

Une force de direction quelconque appliquée à un noeud se décompose en trois composantes dont deux suivant les tubes et une composante de traction sur l'un des câbles, le deuxième câble détendu par la déformation n'intervenant pas. Mais il était possible de faire toujours intervenir les deux câbles en leur donnant une précontrainte de traction (à l'aide de tendeurs à lanterne).

Voici donc un exemple remarquable de coque précontrainte métallique.

Le hangar de 28 m pesait 11 tonnes en tout, soit 20 kg/m^2 . Il était transporté sur deux camions et deux remorques et était monté en 6 heures par une équipe de 20 hommes. Le hangar de 38 m pesait 22 tonnes, transporté sur 3 camions et 3 remorques, il était monté en 9 heures avec une équipe de 30 hommes.

Parmi les réalisations très récentes, il faut signaler tout particulièrement la construction d'un nombre très important d'usines à plan circulaire dont la couverture est une coque conique en tôle mince prenant appui sur une poutre circulaire à la partie haute de la paroi externe circulaire, et dont le sommet est situé au centre à un niveau inférieur. Au sommet inférieur de cette toiture conique se trouve suspendu le pivot d'un portique de manutention dont l'autre extrémité roule sur une poutre circulaire.



Le plan de l'usine a été étudié pour la meilleure utilisation fonctionnelle avec desserte en tout point par manutention mécanique. Ce qui est remarquable dans

cette couverture en coque en tôle mince c'est la réalisation de la précontrainte de traction par la suspension du portique de manutention avec charge accrue par un ballastage en béton. Cette mise en précontrainte évite tout danger de flambement sous les effets du cisaillement dans la coque.

Sur ce système de couverture, on lira avec le plus grand intérêt l'étude du Professeur H. Beer publiée dans le n° 1 de janvier 1963 de la revue Der Stahlbau, sous le titre "Round hall with suspension cone-roof".

CONCLUSIONS EN VUE DU CONGRES DE 1972.

La réalisation de la couverture des grands bâtiments par une tôle autoportante formant coque constitue une évolution dans le sens de la meilleure utilisation de la matière.

L'idée est de renoncer au principe traditionnel d'une couverture passive portée par une structure classique, de même que dans la construction des ponts on tend à incorporer la dalle de chaussée dans l'ensemble du solide élastique qui transmet les charges aux appuis (dalle participante, ou dalle métallique orthotrope).

Le problème spécifique de la coque métallique tient au fait qu'avec des tôles minces très bien adaptées aux grosses contraintes de traction on peut craindre des phénomènes d'instabilité en compression et en cisaillement, et au fait que la réalisation de certaines surfaces, notamment les surfaces gauches, présente des difficultés d'ordre pratique.

Il est très souhaitable que des communications soient présentées en vue de la discussion qui sera faite au congrès de 1972, notamment sur les sujets suivants, sans que cette liste soit exhaustive :

- recherches théoriques générales ou particulières à certaines surfaces,
- problèmes d'instabilité,
- intérêt de la mise en précontrainte de traction,
- recherches expérimentales permettant soit de justifier des théories, soit de fournir la valeur de certains paramètres entrant dans les calculs, soit de

valider l'assimilation de la coque à un modèle plus simple facilement accessible à l'analyse numérique,

- principes et moyens de mise en oeuvre de certaines réalisations,

Des contributions ayant également traité d'autres applications des coques, notamment dans le domaine des réservoirs à liquide ou gaz sous pression, seraient très intéressantes car elles pourraient dégager certains aspects favorables utilisables dans le domaine des couvertures.

On remarquera, en outre, que le thème IIIc n'est pas limité à l'acier mais inclut d'autres matériaux comme les métaux légers et le bois.

D'avance je remercie ceux qui voudront bien ainsi participer aux travaux du Congrès.

BIBLIOGRAPHIE

- | | |
|------------------|---|
| A. Aass | Bulletin I.A.S.S. n° 21, de mars 1965, "Analyse numérique des coques à double courbure". |
| O.A. Andres | Bulletin I.A.S.S. n° 34 de juin 1968 "Coques membranes ayant la forme d'une surface du 2ème degré avec contraintes de cisaillement pur". |
| P. Ballesteros | Bulletin I.A.S.S. n° 37, de mars 1969, "Structures à surface funiculaire - calcul par ordinateur". |
| S.P. Banerjee | Bulletin I.A.S.S. n° 21 de mars 1965, "Analyse numérique des coques à double courbure". |
| H. Beer | Der Stahlbau, n° 1 de janvier 1963, "Round-hall with suspension cone-roof". |
| Michele Capurso | Costruzioni Metalliche, n° 6, année 1969 "Determinazione sperimentale del carico di collasso di contenitori cilindrici nervati soggetti a pressione". |
| Ernani Diaz | Bulletin I.A.S.S. n° 23, de septembre 1965 "Equations de membrane pour les surfaces du second degré". |
| Alfredo Gandolfi | Costruzioni metalliche n° 6, année 1969 "Determinazione sperimentale del carico di collasso di contenitori cilindrici nervati soggetti a pressione". |

- A.A. Gellest Bulletin I.A.S.S. n° 30 de juin 1967 "Solution particulière à l'étude d'un conoïde plat".
- A. Glassman Bulletin I.A.S.S. n° 34 de juin 1968.
- Y. Guyon Annales de l'I.T.B.T.P. Paris, 1ère année, n° 3, mai-juin 1936 "Construction de hangars d'aviation métalliques à toiture autoportante de 70 m d'ouverture".
- L. Kollar Bulletin I.A.S.S. n° 30, juin 1967, "Comportement post-critique des coques en arc - essais sur modèle".
- L. Kollar Bulletin I.A.S.S. n° 39, septembre 1969, "Comportement des coques dans le domaine post-critique".
- B. Lafaille Congrès Berlin 1936.
- Ch. Massonnet 28ème volume Memoires A.I.P.C. "Etude du comportement post-critique des plaques planes".
- J. Mesnager Annales de l'I.T.B.T.P. Paris, 1ère année, n° 3, mai-juin 1936 "Construction de hangars d'aviation métalliques à toiture autoportante de 70 m d'ouverture".
- Tsuboi Bulletin I.A.S.S. n° 36 de décembre 1968 "Analyse des efforts dans une coque P.H. supportée aux 4 coins".
- W. Zerna Bulletin I.A.S.S. n° 36 de décembre 1968 "Une nouvelle formulation de la théorie des coques élastiques".

Résumé

Le problème particulier relatif aux couvertures coques en métal consiste en la réalisation de surfaces de grandes dimensions en tôle mince avec points d'appui très espacés d'où:

- importance des problèmes d'instabilité globale et locale - nécessité de prendre en compte les termes du second ordre (élasticité non linéaire) - intérêt des mises en précontrainte de traction,
- difficultés de réalisations pratiques surtout s'il s'agit de surfaces non développables.

On souhaite des contributions dans les domaines théorique, expérimental et pratique. Le thème ne se limite pas à l'emploi de l'acier, on songe à d'autres matériaux comme les métaux légers et le bois.

On peut aussi sortir du domaine des couvertures. Des enseignements intéressants sont à tirer de problèmes de coques comme de ceux des réservoirs.

Zusammenfassung

Das Problem der Schalendächer aus Stahl betrifft die Herstellung grosser und sehr weitgespannter Flächentragwerke aus dünnem Blech. Daher:

- Wichtigkeit der örtlichen sowie der Gesamtstabilität. Notwendigkeit der Berücksichtigung der Größen zweiter Ordnung (nichtlineare Elastizität). Vorteile der Zugvorspannung.
- Konstruktive Schwierigkeiten, insbesondere für nichtabwickelbare Flächen.

Beiträge aus den Gebiete der Theorie, der Versuche und der Praxis sind erwünscht. Das Thema ist nicht auf Stahl beschränkt, weitere Werkstoffe wie Leichtmetall oder Holz kommen ebenfalls in Betracht.

Auch ausserhalb des Gebietes der Schalendächer wie z.B. der Behälter können interessante Schlüsse gezogen werden.

Summary

Particular problems concerning metal shell roofs consist to carry out surfaces of large dimensions, made of thin sheet-metal, with supports widely spaced, therefore:

- Importance of total and local buckling. Necessity to take into consideration second order terms (non-linear elasticity). Interest of tension prestressed elements.
- Difficulties about practical applications mainly with non developable surfaces.

Contributions are solicited on theoretical, experimental and practical fields. The scope of investigations is not limited to the use of steel but may be extended to other materials as light metals and wood.

Interesting informations may also be drawn from other fields of shell structures, as tanks, for example.

**Interrelation between Design and Methods of Construction for
Elevated Highways**

Influences réciproques entre le projet et les méthodes d'exécution
pour les routes surélevées

Wechselbeziehung von Entwurf und Baumethoden bei
Hochstraßen

B.W. VAN DER VLUGT
Netherlands

Introduction.

This paper deals with the interaction between design and execution of elevated motor roads, i.e. flyovers, approach-spans to large river-crossings and viaducts constructed alongside steep slopes. River- and valley-crossings are not taken into consideration; the scope of the paper covers types of span construction up to 50 m. approximately.

New developments which do not have a direct bearing on the above-mentioned interaction, such as lightweight concrete and stress-ribbon bridges, are not taken into consideration. Attention is paid not only to the technical aspects of the subject, but also to the process itself.

The Interaction Process.

The relation and interaction between design and execution, and the development which results therefrom, cannot be seen in its own light. In order to assess the process properly, other factors should be taken into consideration, too.

The design stems from a set of basic requirements - purely functional as well as esthetical - to be embodied in a design, in which consideration must be paid to realization (technology), local conditions (situation) and economy.

The execution is the economic realization of the design with the aid of human labour, mechanical techniques and organisation.

Additional external factors, which also influence the design and execution are:

In the case of the design:

1. functional criteria: traffic requirements, such as less expansion joints, column flyovers, road-surface-heating and the like, and shorter construction periods.

2. esthetical criteria: for instance, closed underside of the superstructure of a small number of box girders instead of a large number of ordinary girders.
 3. new safety conceptions and new calculation possibilities.
 4. more know-how concerning the materials and their interaction.
 5. new materials: for instance, lightweight concrete, epoxy resins.
- and finally the execution:

In the case of the execution:

1. the design and
2. the development of execution techniques, e.g. development of lifting equipment and jacks, sliding shuttering.
3. economic developments, e.g. the relatively high increase in wages.
4. organisational and administrative developments: critical path method, a more detailed insight in the actual costs thanks to automation of the administration.

The relation and interaction between design and execution is part of the continuous process brought about by new requirements, dictated by clients and society in general, and by new possibilities created by research and developments in other industries. This results in new initiatives in the field of design and execution, as well as a continuous feedback from execution to design and from design and execution to all external influences.

For the sake of clarity, please note that when we speak of design and execution, that does not mean the dividing line between, on the one hand, the consulting engineer and the client's design-office and, on the other hand, the contractor.

The contractor's design-office comes under the heading of design; a resident engineer on the site comes under the heading of execution.

It is also possible for one and the same person to interchange the duties of designing and executing.

In order to understand the proper meaning of the process, it is important that there should be no doubt as to who comes under the respective headings of designer and executor.

A good development in the process of building is possible only when the interaction between all the groups engaged in carrying out the various tasks is at its very best. In the case of interaction between design and execution this means that the intentions of the designer should be absolutely clear to the executor, and that the desires of the executor are also clear to the designer.

If we consider the implications of this for just one project, then we see that the first of the two lastmentioned conditions is reasonably assured of success thanks to drawings and specifications, supervision and regular meetings. The feedback is usually not so definite and decided: this is usually left to the discretion of a few individuals. It is by no means certain that, in particular, the organisational problems and experiences ever achieve the proper feedback to the designers. In view of the necessity for an effective interaction there is a lot to be said for a feedback at the end of the execution, which is in proportion to the information contained in drawings and specifications at the beginning of the execution. This feedback could take the form of a report by the

executors, containing criticism of the design and suggestions for improvements.

Further to the on-the-spot interactions between designers and executors there is also the more broad interaction in the form of publications, lectures, excursions, congresses, etc. Here also, however, much more attention is paid to the design as such than to the evaluation of the design based on the experiences gained during the execution.

Consequently it is my firm belief that, for an effective development, much more attention should be paid to the feedback from execution to design.

The first actual interaction that takes place is that between the criteria which bind the designer, and his knowledge of the execution possibilities. During the design he should continually bear in mind a way in which the project can be executed, both technically and organisationally, and develop his design accordingly.

It is desirable that, for each project which deviates from the normal run of things, the designer keep a continual check on the effects of his design on the execution with the aid of schematic drawings of the set-up of the building-site, of special equipment and of various phases of the execution, and by means of network planning.

This information could be given to the contractors together with the specifications as a motivation for the design.

Criteria.

In the development of modern methods of execution the investment in special equipment plays an important part. This investment may run to several £ 100.000.

Such sums cannot usually be accounted for in one single project. This prompts the question, as to whether it would not be possible to arrive at standard types of bridges with fixed dimensions for the purpose of ensuring reasonable use of new equipment, which has been developed for a specific type of bridge with standardized spans, pier-shapes, widths and skewness.

It has been found that the variation in local circumstances and requirements have, as well as the increase in traffic requirements, hitherto proved an obstacle to genuine standardization.

Only in the case of factory-made bridge girders, spanning up to 25 m., has it been possible to achieve standardization. This, however, only has a bearing on part of the construction.

This means that in the development of new systems of execution the most flexible of possibilities should be considered with respect to the investments, bearing in mind the various criteria.

These criteria are partly functional and partly esthetical.

Hereunder an attempt has been made at a summation of criteria that could be of importance.

A. Functional:

1. possibility of horizontal and vertical curves.
2. possibility of widening for acceleration- and deceleration lanes, and connections to sliproads.
3. flexibility in the positioning and shaping of piers.

4. few expansion-joints in the road surface.
5. simple solutions for water drainage, fastening of guardrails and lamp posts, etc.
6. a monolithic joint between 2 bridge-halves providing flexibility of road-division.
7. small construction depth.
8. in countries with heavy snow-fall, protection against spraying salts.
9. crash-proof piers and underside of superstructure.
10. minimum hindrance to traffic passing under flyover during construction.
11. quick execution.
12. independence of soil conditions between piers.
13. possibility of widening bridge.
14. possibility of dismantling bridge.
15. economy.

B. Esthetical.

1. simplicity: visible constructive and functional design.
2. slenderness.
3. in the case of long flyovers, a straight underside with the exception of a strengthened part above the pier (which part has a limited width).
4. no capping-beams on the piers.

The degree of importance attached to the various criteria is, of course, not always the same. Furthermore, the increase in traffic volume gives an associated increase in new criteria to be considered.

The problem of noise, for instance, is receiving ever-increasing attention. Up to now it has been possible to solve this problem to any extent only in the case of rail transport.

The development of various systems of execution is based on the following motives.

1. reduction of the number of manhours on the building-site, in particular, in the case of formwork and scaffolding.
2. agreement with the demands that hindrance to traffic under the viaducts be kept at a minimum.
3. independence of soil conditions between piers.
4. in the case of approach-spans to large river-crossings, independence of high waterlevels.

The different motives in points 2,3 and 4 usually lead to the same result.

Motive No. 1 will usually be of a financial nature. Generally speaking, preference is given to a modern system of execution if this is cheaper.

In some cases, however, it is necessary to use labour-saving methods, even though they may be more expensive, as the number of labourers, necessary for a more traditional labour-consuming system of execution within the time prescribed, is not available.

This is becoming a present trend in industrialized countries.

An important organizational advantage attached to a modern system of execution as opposed to a traditional system is that there is a better and more constant distribution of man-power on the site.

Furthermore, there is also a more constant succession of identical activities, whereby the advantage of series production is utilized more fully. It is well known that the number of manhours in the case of large series production is reduced by more than 50% as compared to single production.

In order to get the full benefit from the organizational advantages, it is necessary that they be incorporated in detail in the design:

This means:

1. where possible, equal spans.
2. all recesses and all fittings to be cast in the concrete for the purpose of water drainage, lighting, etc., must have exactly the same position in the segment in the case of segmental construction.
3. the design of the connections to the slip-roads should be such that there will be no hindrance to construction progress on the main viaduct.

Some Methods of Execution.

In the course of time the following systems of execution have been developed:

1. cast-in-place span-by-span construction with the aid of on-the-ground, moveable scaffolding.
2. cast-in-place span-by-span construction with the aid of suspended, self-launching formwork carrier.
3. cast-in-place segmental cantilever construction.
4. prefabricated beams.
5. precast segmental construction supported by scaffolding.
6. precast segmental cantilever construction.
7. self-launching piecemeal system (German "Taktschiebeverfahren")

The first of these methods deviates least from the traditional construction system. The only difference is that the scaffolding is displaced in a more efficient way. The extra costs incurred by transport equipment, rails, jacks and additional steel construction can be turned to economical advantage, beyond a certain length of viaduct. Witfoht mentions 300 m. as being the minimum length, on condition that the overall cross-section is constant. If the length of the viaduct is less than 300 m., then it can be divided in two parts by a longitudinal joint, the same scaffolding being used for both bridge parts. A condition which has to be taken into account when making the design is that the position of the columns be such that the scaffolding has room to pass, which condition is in agreement with the requirements of the client. Furthermore, it should always be possible to detach the formwork in its entirety in order to benefit from the rapid displacement of the formwork. One span can be cast every 2-3 weeks with the aid of one scaffolding.

The second system has the advantage that it is independent of the rail and terrain conditions, which is important in the case of viaducts alongside steep slopes, and for high viaducts. In this system we make a distinction between two constructions with respect to the statical system.

In both cases casting is done span by span, but in the first case the superstructure is freely supported by the piers, obviating the use of expansion joints, in the second case the superstructure is monolithically connected to the piers, necessitating the use of expansion joints.

Various types of superstructure are possible: box-girders (Kranenberg bridge, Fed.Rep. of Germany; Roquebrune Motorroad, France); Mushroom bridges (Brenner Motorroad, Austria; Elztal viaduct, Fed.Rep. of Germany) and Tee-beams (Lennetal viaduct, Fed.Rep. of Germany).

The launching of the carrier is effected according to the slide-rule principle: first, a launching girder is launched on to the pier, followed by the formwork carrier and the formwork. A span can be cast every two weeks or even less. The minimum radius of horizontal curvature is about 400 m. In the system developed by Dycherhoff & Widmann, the launching and carrying girders move above the superstructure, and the formwork is carried during transport by arms, which encompass the superstructure. These arms also serve as framework for a casting-place housing, so that the work is independent of inclement weather conditions.

The third system is used more in the case of spans, longer than 50 m., where a formwork carrier for the span-by-span construction is too heavy and too expensive. Although the majority of the applications of the system concern river- and valley-crossings, some of these applications can be considered as elevated highroads, such as the Zoo-bridge in Cologne and the Shibuya viaduct in Tokio.

Three methods of execution are possible:

1. on both sides of the pier cantilevers are erected segment by segment up to mid-span with the aid of cantilever trucks, during which equilibrium is attained either by fixation to the pier or by means of auxiliary trestles near the pier.
2. a cantilever is erected segment by segment from one side to the next pier during which the great negative bending moment is temporarily sustained by a pylon with stay-cables or by auxiliary trestles. Whilst in the first case the most economical solution is provided by a haunched underside, in the second case a straight underside is preferred.
3. the first of the last two methods, but with the addition of an auxiliary bridge up to a length of one and a half spans. The purpose of this auxiliary bridge is:
suspension of the cantilever formwork and the last cast segment.
maintaining balance.
transport to the next pier.

The prefabrication of girders is so old that the principle thereof needs no further description. However, the development is not always consistent although, generally speaking, it is easy to distinguish a trend towards simplicity in the execution.

At the beginning of the development most designs were primarily based on a saving of material, for instance, by means of continuity in construction obtained with the aid of continuity prestressing. This method has been almost discarded as a result of labour-consuming activities.

The continuity in girders with spans up to 25 m. (factory girders) is usually obtained by means of normal reinforcements. In the case of large spans the construction is kept statically determined. Neither does the execution take kindly to diaphragms.

An interesting example of the trend towards eliminating the problems presented by diaphragms is displayed by the Battignolles viaduct, in the Boulevard Péripherique, Paris. Here there are no intermediate diaphragms, and the end diaphragms are cast after the deck formwork has passed by.

Several countries, however, seem to differ as to the lengths to which this simplification can be taken. Whilst in the Netherlands the inverted T-beams are usually used only with a cast-in-place top layer, in England preference is given to a combination of a cast-in-place layer on the bottom flanges, and a cast-in-place top layer. It would be interesting to make an accurate comparison between the various advantages and disadvantages of both systems.

Other formwork-saving methods in which a good load distribution occurs are the German face-matching joint system and the "top-head" beams with gap-free bottom flanges such as applied in section b of the Western Avenue Extension in London.

Precast girders present a problem when the piers have to be given the form of columns because the girders have to be supported over the whole width of the viaduct. By providing the girders with tooth-shaped ends, it is possible to reduce the depth of the projecting part of a capping-beam.

A good solution is also provided here by the application of preflex girders, as used in the Bijlmermeer viaducts, Amsterdam.

If one wishes to have one central column, then usually the part of the deck above the piers is made as a cast-in-place table plate, monolithically connected to the piers. This leads to a slender construction, whilst differences in length due to either variation in span or to horizontal curvature can be accommodated in the table plate.

The prefabrication of segmental box-sections erected on scaffolding has become very popular in England since the construction of the Hammersmith flyover. The prefabrication renders possible the solution of complicated cross-sections. The most advanced realization up to now is section 5 of the Western Avenue Extension - a box-girder with deeply slanted walls, as a result of which it was possible to support the 28,5 m. wide road on one central column in an elegant way. The weight of one element - 137 tons - indicates that for the time being the possibilities have been stretched to the limit. The segments may be erected

on scaffolding or suspended from a gantry.

A combination of the precast segmental construction on scaffolding and the cast-in-place cantilever construction is the precast segmental cantilever construction with glued face-matching joints, rendered possible by the introduction of epoxy resins. Two production methods of the segments are possible.

1. the segments are cast end-to-end on a bench, the length of which is at least half a span.
2. the segments are cast in a stationary position and displaced in a longitudinal direction to be used as end form to its mate.

All details, such as anchorages, shear keys, etc., must be as equal as possible for all segments. This also holds good to a certain extent for the overall dimensions of the section, but here other considerations have to be taken into account such as the required quantities of prestressing steel and concrete. Although the construction at mid-span is made continuous, a haunched underside during the cantilever construction would seem the most obvious solution.

However in the case of medium-sized spans (≤ 60 m.?) the straight underside will be more economical as a result of the possibility to keep the mould constant.

Erection takes place by means of a self-launching auxiliary bridge or by means of a crane or derricks on top of the structure.

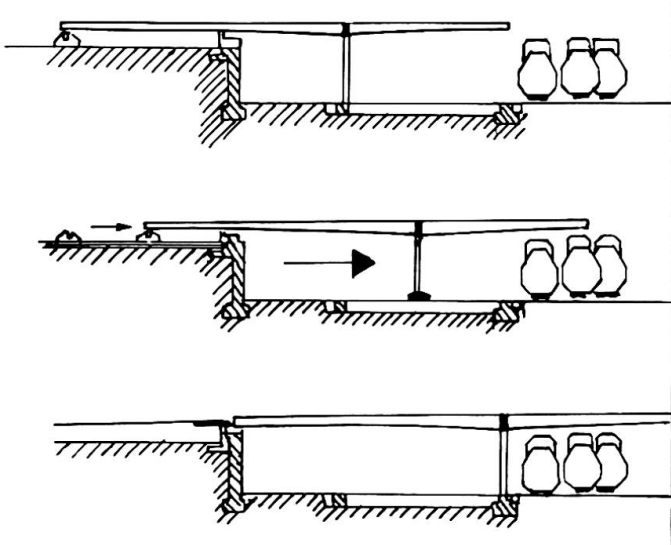
As opposed to the cast-in-place cantilever construction, the advantage is the higher speed of construction, whilst the cast-in-place cantilever method proceeds at a rate of 3.5 m. a week on both sides of a pier; in the case of the precast method this is 1 to 2 elements, equal to 3.5-7 m. per day.

We are presented with the problem, however, that the alignment can only be adjusted to a certain extent, and can never be forecast to within 1 cm.

Furthermore, the epoxy-glue is sensitive to temperatures around freezing point.

For spans of 35-40 m. the minimum curvature is 150-200 m.

As far as has been possible to discover, the self-launching piecemeal system has been used up to now exclusively for valley- and river-crossings. This is due to the fact that the superstructure has to be either straight or have a constant curve, both horizontally as well as vertically, and furthermore that building without scaffolding is much more advantageous in the case of great heights. Complete freedom from the terrain conditions together with the small number of man-hours required per m^2 of bridge-deck prompts the question as to whether the system should not also be used for other viaducts.



The way in which the problem of crossing a railway yard with overhead wires was solved in Hallein (Austria), for instance, resembles in many ways the self-launching system, even though the bridge-halves were manufactured as one piece, and were not made to glide over the piers.

VIADUCT AT HALLEIN

The sideways insertion of railway bridges in railway tracks in use also resembles, in principle, the self-launching system: they have in common, that the superstructure is manufactured either in the extension of the bridge or parallel thereto, after which the entire superstructure is slid into position.

For the temporary support of the long cantilever during launching, auxiliary support can be used; this can also be done with the aid of a pylon and stay cables, as was done in the Semorila-viaduct near Rapallo, Italy.

An interesting feature of the construction system, used in this viaduct is that the deck of the box-girder was cast after launching in order to achieve a saving in weight during launching.

The Statical System: Bearings, cross-section, piers.

When analysing the statical system the following questions will arise:

1. what provisions are made for expansion?
2. how is the load carried in longitudinal direction?
3. how is an excentric load sustained?
4. what provisions are made for horizontal forces, in particular, resulting from earthquakes?
5. what inconvenience will be caused to traffic by joints and incalculable deformations?
6. what is the simplest solution with regard to the method of execution?

The development in the field of bearings and joint constructions are closely related to the foregoing.

The inconvenience to traffic, caused by closely placed joints and the damage to joints caused by the increasing volume of traffic and by the increased use of spraying salts, has resulted in a concentration of expansion at great distances from each other. The introduction of rubber bearing-pads and sliding bearings with teflon rendered it possible to make viaducts longer than 1 km. without expansion joints, with the exception of those at the abutments. By providing a number of piers in the middle of the viaduct with rubber bearings and the rest with sliding bearings, it is possible to distribute the horizontal load over more than

one pier.

These great distances between joints are not ideal for every method of execution.

From the point of view of the execution a statically determined system, in which the beams are supported at their ends on the piers, provides the simplest solution in the case of precast beams.

Refinements in which the beams of successive spans are connected monolithically by continuity cables have become obsolete.

Nowadays, however, the roadsurface is sometimes made as one continuous piece by making the deck slab continuous over the pier.

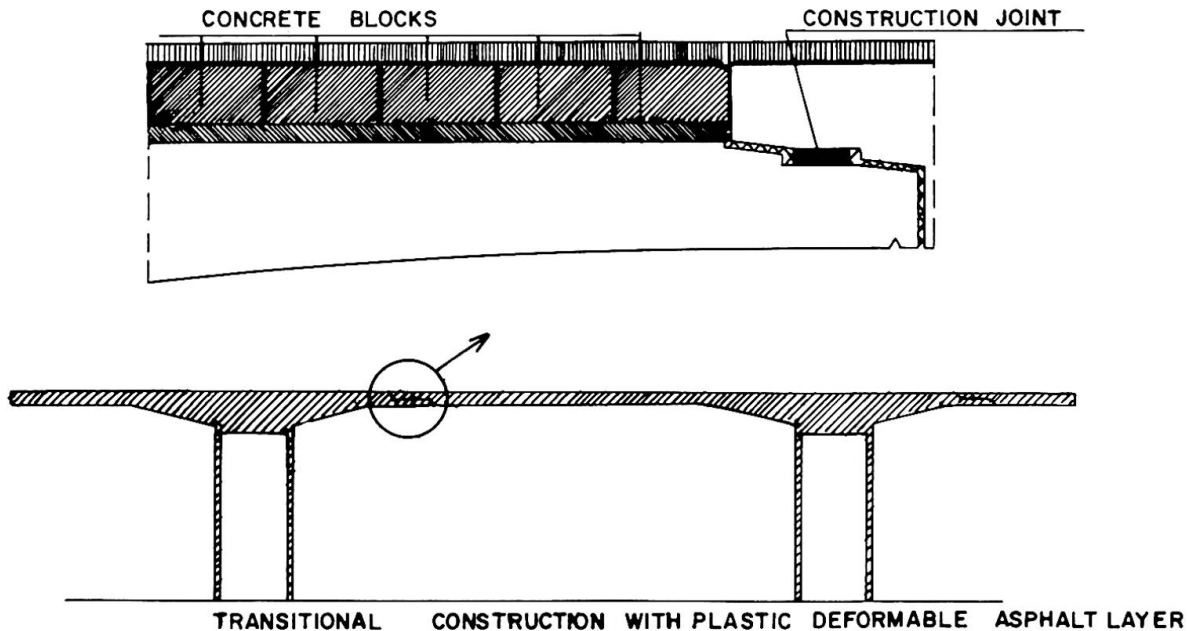
Although the bearings should be designed for greater displacements, this does mean that one is no longer inconvenienced by the large number of joints.

Furthermore, it also has the advantage that, in places where earthquakes occur, it is possible to transmit the horizontal forces.

It is not possible to connect precast beams in successive spans in the aforementioned way if the superstructure consists alternately of precast beams and table plates, rigidly connected to the piers.

As the columns are very rigid, this involves one expansion joint per span in the case of low viaducts.

A similar statical system for mushroom viaducts is that in which instead of precast beams, for this type of construction Dycherhoff & Widmann Comp., have developed a transitional construction,



consisting of a series of concrete blocks, which are elastically connected to the two construction parts by means of prestressing bars.

This means that the expansion in the construction joint can be distributed over the joints between the blocks. Consequently the asphalt deck can run continuously over the joint.

It is also possible to construct a continuous asphalt layer over a construction joint by reinforcing the asphalt layer itself.

Mats have been developed by the plastic and fiber industry which serve for this purpose. A displacement of some cms. can be covered in this way.

These developments offer new possibilities for those construction forms which, as a result of the considerable amount of joints necessary, have fallen out of favour in the past few years.

As well as these solutions with continuous asphalt layers, solutions have also been found, consisting of a neoprene waterstop, fitted in cast-in-place epoxy resin.

This expansion and the watertightness is provided for by a neoprene waterstop. The permissible relative displacement up till now is 3 cm.

The joint construction is carried out after the asphalt has been laid so that the asphalt can be effected without interruption as in the latter case; this is particularly beneficial to the quality near the joints in skew bridges.

Another factor which influences the position as well as the number of joints is the risk of undersized deformation. If the cantilever construction continues up to mid-span the obvious solution which seems to suggest itself is to position the joint at mid-span.

However, this has the drawback that the displacement and angle rotation at the joint resulting from lifeload, creep and prestressing losses will be much greater than if the joint is positioned near the point at which the moment would be zero in case of a statical system without a joint. On making a comparative calculation the Frenchman Jean Muller arrived at a factor 3 for the angle rotation.

In the case of the Oleron bridge Campenon Bernard found a solution for the problem of a joint in the cantilever by making the joint construction rigid during the execution. Furthermore, the number of joints is limited by supporting the superstructure on rubber bearing-pads. A temporary fixation to the pier is realized by means of high-tensile bolted rods.

The form of the cross-section of the superstructure is directly connected with the form of the pier. In the case of a central column underneath a superstructure having a width of 10-15 m. a natural solution is to direct the forces gradually from the superstructure to the pier. A good example of this is the mushroom bridge in which the mushroom does not necessarily have to take the form of a solid plate but can be split up into beams. Dycherhoff & Widmann who introduced this type of bridge-construction refer to it as the T-shaped mushroom bridge. A similar construction is formed by the table plate with precast girders.

If the superstructure is to be constructed as prismatically as possible over the piers then the cross-section can be made such that at the pier only a slight sideways transmission of forces is necessary. A good cross-section form of this is the box-girders with projecting roadslabs. In order to avoid making these projecting roadslabs too big, the outer walls of the box-girder are slanted. The box-girder form of the Western Avenue Extension Section 5 as well as the Chillon viaduct (Switzerland) can be mentioned as examples of the incorporation of sidewalls with multi-purpose functions: part of the bottom slab, serving as side-wall, and bottom slab for the cantilever.

The aforementioned examples show that the freedom of choice in shaping the superstructure, which permits of a combination consisting of a good transmission of forces to the pier and a solution pleasing to the eye, is not hampered by the trend towards efficiency in the execution; we may even say that in some cases it is increased by the way in which efficiency is arrived at: an efficient system of scaffolding in the case of the mushroom bridge; the greater possibilities of prefabrication in the case of complicated box girders.

Prestressing.

When we speak of the development of the execution techniques for bridges we are automatically inclined to include the development of prestressing.

From the historical point of view this is only as it should be, as prestressing was an indispensable factor in the development of these techniques. Yet we may very well ask ourselves if a further development of the prestressing systems is really necessary at this moment for the development of bridge building.

In addition to the costs of the prestressing system, (material+ man-hours), there are, in my opinion, three factors which determine the applicability:

1. the maximum force of a tendon and the variety of tendons. In most systems, the rupture force of the largest tendons is more than 200 tons. This would seem to be a reasonable maximum for bridges with a span of more than 100 m. The minimum concrete dimensions necessary for the anchorage would then be more than 35 cm. This would seem to be the limit at which the anchorages can be lodged in the concrete without further cumbersome provisions. All systems lend themselves to a variation of prestressing force, which is necessary in the case of transverse prestressing.
2. possibility of coupling.
3. possibility of inserting cables in ducts already cast in the concrete.

In the development of execution systems a correlation can be seen between the possibility offered by the prestressing systems and the method of execution: the span-by-span construction has been developed with prestressing systems, which provide for easy coupling of the tendons; the systems in which precast elements are connected by inserted cables have been developed with prestressing systems in which cables could easily be inserted. Since then, however, the respective prestressing systems have eliminated the limitation as much as possible so that they have become

more gradual than absolute. The system in its entirety gives every opportunity of achieving an effective application of the methods of execution aimed at.

Finally, I should like to draw attention to a part of the development in design which should not be neglected in the interaction between design and execution:

We must always take into consideration all those factors which in any way whatsoever may affect the structure.

The National Specifications stipulate a strongly schematic loading for the bridge.

During the last few years the IABSE and the CEB have devoted much attention to the problem of safety and the importance of probabiliorism.

A survey of the amount of damage sustained by viaducts shows that a large part of this occurs during construction and that the rest can be attributed, for the major part, to careless execution, inaccurate detailing, influence of temperature, collisions, deterioration due to spraying salt, and the like. Hardly ever do we hear of collapse of damage due to the kind of loading prescribed by the specification.

It seems that the loading specifications have much too great an influence on the development of construction forms. An example of this is a beam-grillage.

The most unfavourable position of the loading is taken as starting point for every part of the construction calculation. The result of this is that the strength of the entire bridge is much greater than required.

Surely it would be better to use the surplus involved in order to limit the damage caused by other factors.

Summary.

The interaction between design and execution is part of the process of the development of new construction forms. If this process is to function properly, more attention should be paid to the feedback from execution to design.

Various execution systems for bridges are briefly described viz:

1. cast-in-place span-by-span construction with the aid of on-the-ground, moveable scaffolding.
2. cast-in-place span-by-span construction with the aid of suspended, self-launching formwork carrier.
3. cast-in-place segmental cantilever construction.
4. prefabricated beams.
5. precast segmental construction supported by scaffolding.
6. precast segmental cantilever construction.
7. self-launching piecemeal system (German "Taktschiebeverfahren")

In the section on the statical system attention is paid to the development of a joint construction in which the road surface is not interrupted.

This can have favourable consequences for those systems which make use of a great number of joint.

Mention is made of some good solutions for connecting the superstructure to concentrated pier columns.

The writer is of the opinion that at the moment there is not much point in furthering the development of prestressing as far as the development of bridge construction is concerned.

Zusammenfassung

Die Wechselwirkung zwischen Entwurf und Ausführung ist ein Teil des Entwicklungsprozesses von neuen Konstruktionsformen. Zum einwandfreien Funktionieren dieses Prozesses sollte man dem Informationsrückfluss von der Ausführung zum Projekt mehr Beachtung schenken. Verschiedene Ausführungsarten von Brücken werden kurz beschrieben:

1. Ortsbeton, eine Spannung nach der andern mit Hilfe eines am Boden abgestützten, beweglichen Lehrgerüsts ausgeführt.
2. Ortsbeton, eine Spannung nach der andern mit Hilfe eines abgespannten, freitragenden Schalungsträgers.
3. Ortsbeton, abschnittweiser Freivorbau
4. Vorfabrizierte Träger
5. Abschnittsweise vorfabriziert, durch Lehrgerüst unterstützt
6. Freivorbau mit vorfabrizierten Abschnitten
7. Taktschiebverfahren, Taktvorschub

Im Abschnitt über das statische System wird speziell auf die Entwicklung einer Fugenausbildung ohne Unterbruch des Fahrbahnbelags hingewiesen. Das wirkt sich natürlich bei Brücken mit grösserer Fugenzahl besonders vorteilhaft aus.

Einige gute Lösungen des Anschlusses des Ueberbaus an Einzelstützen werden erwähnt.

Der Autor ist der Ansicht, dass es zur Zeit wenig sinnvoll ist, die Entwicklung der Vorspannung, soweit es den Brückenbau betrifft, weiter voran zu treiben.

Résumé

L'interaction entre la conception et l'exécution fait partie du développement de nouvelles formes de construction. Pour que ce procédé fonctionne proprement, il faut prêter plus d'attention à l'influence de l'exécution sur la conception.

Différents systèmes d'exécution de ponts sont brièvement décrits:

1. Béton coulé sur place, travée par travée, à l'aide d'un échafaudage mobile et appuyé sur le sol.
2. Béton coulé sur place, travée par travée, à l'aide d'un coffrage suspendu en porte-à-faux.
3. Béton coulé sur place, construction en encorbellement par étapes.
4. Poutres préfabriquées.
5. Préfabriqué par étapes, appuyé sur un échafaudage
6. Construction en encorbellement, par étapes préfabriquées.
7. Lancement en port-à-faux.

Dans le chapitre consacré au système statique on étudie le développement de la construction de joints sans interruption de la chaussée, qui sont les bienvenus dans les systèmes comptant de nombreux joints. On cite ensuite quelques bonnes solutions pour la liaison de la superstructure aux piles.

L'auteur est d'avis qu'actuellement il ne faut pas chercher à développer la technique de la précontrainte appliquée à la construction des ponts.

Leere Seite
Blank page
Page vide

IV

Wechselbeziehung von Entwurf und Baumethoden bei Talbrücken

Interrelation between Design and Methods of Construction for Viaducts

Influences réciproques entre le projet et les méthodes d'exécution pour viaducs

C. MENN

Dr. sc. techn., dipl. Ing. ETH
Chur, Schweiz

Der Bau von Autobahnen und Express-Strassen nahm in den letzten 10-15 Jahren mit der intensiven Entwicklung des Motorfahrzeugverkehrs einen ausserordentlich starken Aufschwung. Gestreckte Linienführung, ausgeglichene Nivelle und niveaufreie Kreuzungen erforderten die Erstellung zahlreicher grosser Brücken. Der Kostenanteil der Brücken an den Gesamtbaukosten einer Autobahn beträgt ca. 25 % und von der Gesamtprojektierungsarbeit beanspruchen die Brückenprojekte etwa die Hälfte. Für die Auftragserteilung führt die Bauherrschaft - normalerweise die öffentliche Hand - bei grösseren Bauwerken entweder einen Projekt- oder einen Submissionswettbewerb durch. Beim Projektwettbewerb wird der beste Entwurf anschliessend öffentlich zur Ausführung ausgeschrieben, beim Submissionswettbewerb erfolgt die Auftragserteilung dagegen gleichzeitig für Projektierung und Ausführung. Nur Projekte für kleinere Brücken werden im Direktauftrag vergeben, wobei aber auch hier durch Variantenstudien oder durch Sonderentwürfe bei der Bauausschreibung verschiedenartige Lösungsmöglichkeiten gegeneinander abgewogen werden. Der Ingenieur hat damit die Möglichkeit, durch geschickte neuartige Konzeptionen und Vorschläge den Projektierungs- oder Ausführungsauftrag zu erwerben, was den Brückenbau besonders interessant macht und Konkurrenz und Entwicklung in hohem Masse fördert.

Bei der Projektierung einer Brücke sind - abgesehen von der rechnerischen Sicherheit, die immer gewährleistet sein muss - folgende Faktoren zu berücksichtigen und in zweckmässigster Art miteinander zu kombinieren:

- Ausführungsrisiken
- Konstruktive Ausbildung und Dauerhaftigkeit
- Erstellungskosten und Aufwand für normalen Unterhalt
- Aesthetik

Die Beurteilung verschiedenartiger Entwürfe ist ausserordentlich schwierig. Sie erfordert umfangreiche Sachkenntnis und Erfahrung, weil die einzelnen Faktoren von Fall zu Fall verschieden gewertet werden müssen und in ihrem Einfluss sehr schwer zu überblicken sind.

Die rechnerische Sicherheit betrifft einerseits das Tragverhalten im Gebrauchszustand, umschrieben durch zulässige Spannungen und Verformungen, und andererseits die eigentliche Bruchsicherheit, die im allgemeinen als Produkt von Last- und Querschnittsfaktor mit 1.8 festgelegt ist. Diese rechnerische Sicherheit ist weitgehend ein akademisches Problem, das in den diesbezüglichen Vorschriften der Normen seinen Niederschlag findet und in der Praxis kaum zu Diskussionen Anlass gibt.

Mit Ausführungsrisiken - vermehrtem Unterhalt und ev. Reparaturarbeiten - muss vor allem bei der Verwendung neuer, zu wenig erprobter Baumaterialien gerechnet werden. Heikle, empfindliche und unübersichtliche Tragsysteme oder Baumethoden, die grosse, nicht korrigierbare Verformungen zur Folge haben können und dadurch Aesthetik und Fahrkomfort beeinträchtigen, sind ebenfalls mit Ausführungsrisiken verbunden.

Die konstruktive Ausbildung wirkt sich einerseits auf die Sicherheit und andererseits auf die Dauerhaftigkeit eines Tragwerkes aus. Es sind konstruktive Probleme bei der Systemwahl, bei der Querschnittsausbildung und bei der Bewehrung zu unterscheiden.

Im Gesamtsystem ist die Anordnung und Ausführung der Lager, Gelenke, Dilatations- und Betonierfugen von entscheidender Bedeutung für Unterhalt und Dauerhaftigkeit. Gerberträger-Gelenke können zum Beispiel schon nach wenigen Jahren bei Salz- und Frosteinwirkungen schwerste Schäden aufweisen, die wegen der Unzugänglichkeit der Lager und wegen der Spanngliedverankerung in den Nocken der Gerberträger kaum mehr zu reparieren sind.

Bei der Querschnittsausbildung ist vor allem darauf zu achten, dass alle Oberflächen, wenn möglich auch das Innere eines Hohlkastens, jederzeit zugänglich, kontrollier- und reparierbar sind. Der Einfluss der Zwängungen infolge ungleicher Temperatur oder unterschiedlichen Schwindens ist besonders bei breiten Tragwerken sorgfältig zu untersuchen. Die Querschnittsabmessungen müssen der vorgesehenen Bewehrung entsprechend genügend stark sein. Zu knappe Abmessungen oder überarmierte Tragwerksteile erschweren die einwandfreie Verarbeitung des Betons. Die Folgen davon sind: schlechtere Betonqualität, kleinere Haftfestigkeit der Stahleinlagen, Schwierigkeiten bei der Spanngliedinjektion, Oberflächenschäden und Rostbildung an Stahleinlagen mit zu geringer Betonüberdeckung. Diese Mängel können zwar bei sorgfältiger Ueberwachung der Bauarbeiten zum Teil behoben werden. Die Dauerhaftigkeit eines Tragwerks ist deshalb auch abhängig von der Qualität der Bauleitung und der Bauunternehmung.

Das Ziel einer guten konstruktiven Bewehrung besteht in einem günstigen Verhalten des Tragwerks bei Ueberbelastungen und Zwängungen. Zwängungen entstehen bei Setzungen, verschiedenartigem Schwinden der Querschnittselemente und bei ungleichmässigen Temperaturänderungen; der Einfluss gleichmässiger Verformungen infolge Schwinden und Temperatur kann durch entsprechende Systemlagerung weitgehend eliminiert werden. Während Ueberlastungen relativ selten vorkommen, ist bei den meisten Tragwerken mit Ueberbeanspruchungen durch Zwängungen zu rechnen. Diese Ueberbeanspruchungen sind zwar im allgemeinen von geringem Einfluss auf die Tragwerkssicherheit; sie verursachen jedoch Risse, die nur mit einer guten konstruktiven Bewehrung so klein gehalten werden können, dass sie die Dauerhaftigkeit nicht wesentlich vermindern.

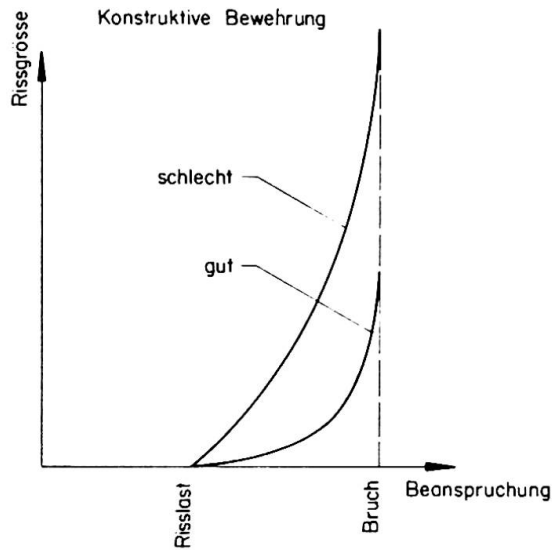


Bild 1.

Die Lebensdauer einer Brücke sollte bei normalem Unterhalt (systematische Kontrolle der Lager, Fugen und Entwässerung sowie periodische Revision und Erneuerung des Belages) mindestens 100 Jahre betragen und während dieser Zeit auch den zunehmenden chemischen Einwirkungen standhalten. Dies betrifft insbesondere Streusalze, die im Wasser

gelöst durch Undichtigkeiten in Belag und Isolation die eigentliche Tragkonstruktion angreifen. Für umfangreiche Reparaturarbeiten, die zur Gewährleistung der Sicherheit erforderlich sind und für eine kürzere Lebensdauer, sind im allgemeinen konstruktive Mängel verantwortlich. Gesamtwirtschaftlich betrachtet, spielt somit die konstruktive Ausbildung eine ausserordentlich wichtige Rolle.

Die effektiven Baukosten sind bei der Projektbeurteilung meistens von ausschlaggebender Bedeutung und es besteht oft die Gefahr, dass nie im Vergleich zu den konstruktiven Gesichtspunkten, die allerdings ungleich schwieriger zu beurteilen sind, überbewertet werden.

Der normale Unterhalt besteht - wie bereits angedeutet - im wesentlichen aus der Kontrolle der Lager, Fugen und Entwässerungen und der periodischen Erneuerung des Belages. Bei den üblichen Konstruktionen sind diesbezüglich kaum wesentliche Unterschiede festzustellen; eine Ausnahme sind allerdings im Freivorbau hergestellte Träger aus vorgefertigten, geklebten Elementen. Da hier die empfindlichen Spannglieder in der Fahrbahnplatte durch die unbewehrten Elementfugen durchgezogen werden, ist die absolute Wasserundurchlässigkeit der Isolation von entscheidender Bedeutung, d.h. derartige Konstruktionen erfordern eine häufigere Erneuerung des Belages als Ortsbetonkonstruktionen.

Die Aesthetik hat, je nach Standort des Bauwerks, eine verschieden grosse Bedeutung. Auch wenn sich jede Brücke als Kunstbau in einem Verkehrsweg durch Formvollendung und harmonische Proportionen auszeichnen sollte, ist es verständlich, wenn die Bauherrschaft bei weniger exponierten Bauwerken mehr Wert auf Wirtschaftlichkeit als auf Aesthetik legt. Bei städtischen oder durch einen ganz besonderen Standort ausgezeichneten Brücken sollten dagegen Mehrkosten für aesthetisch gute Lösungen in Kauf genommen werden, da Brücken als Kulturdenkmäler immer eine grosse Rolle spielten. Andererseits ist aber nicht zu verkennen, dass der Begriff der Aesthetik wandelbar ist und dass demzufolge technisch und konstruktiv einwandfreie Lösungen immer auch aesthetisch überzeugend wirken.

Die Entwicklung der Brückenbautechnik wurde in den letzten Jahren durch neue Erkenntnisse auf folgenden Gebieten beeinflusst:

- Genauere Berechnung des Spannungszustandes
- Bessere Erfassung des Sicherheitsbegriffes
- Abklärung der Materialeigenschaften
- Konstruktive Verbesserungen durch Versuche
- Erfahrungen an ausgeführten Bauwerken
- Verbesserung und Rationalisierung der Ausführungsmethoden.

Die Berechnungsmethoden haben seit der umfassenden Verwendung von Rechenautomaten eine grundlegende Wandlung erfahren. Es ist heute ohne weiteres möglich, komplizierte Systeme sehr genau zu berechnen - entsprechende Programme werden allen Ingenieuren von den Rechenzentren zur Verfügung gestellt - und mehrere Varianten in kurzer Zeit miteinander zu vergleichen. Schwierige mathematische Ableitungen sind für den praktisch tätigen Ingenieur nicht mehr interessant; ihn interessieren nur noch einfachste Näherungsmethoden, die ihm erlauben, die erforderlichen Querschnittswerte in erster Näherung abzuschätzen. Gegenüber den allgemein zur Verfügung stehenden Möglichkeiten lassen sich durch spezielle Verfeinerungen kaum wirtschaftliche Vorteile erzielen. Es ist deshalb erstaunlich, dass in der Fachliteratur immer noch vorwiegend Berechnungsprobleme behandelt werden.

Am Sicherheitsbegriff hat in den letzten Jahren nicht viel geändert. Die genauere Erfassung der einzelnen Sicherheitskoef-

fizienten auf statistischer Basis - insbesondere bei der Bewertung des Lastfaktors - erbrachte wohl geringfügige Verbesserungen; die zu erwartenden Änderungen am Sicherheitsbegriff dürften jedoch so klein sein, dass davon keine neuen Impulse auf die Brückenbautechnik zu erwarten sind.

Von wesentlich grösserer Bedeutung ist die Abklärung der Materialeigenschaften, wobei ganz besonders die Untersuchungen und Massnahmen zur Beschleunigung der Betonerhärtungszeit, die Versuche mit Leichtbeton und Kunststoffen und die Fortschritte in der Stahlherstellung und -Verwendung zu nennen sind.

Die Massnahmen für konstruktive Verbesserungen - Untersuchungen über Zwangungen, zweckmässige Anwendung der Bewehrung etc. - sind ebenfalls ausserordentlich wichtig. Sie wirken sich zwar weniger auf die Herstellungskosten aus, sind aber für die Dauerhaftigkeit der Konstruktion und somit gesamtwirtschaftlich von grosser Bedeutung. Auf diesem Gebiet haben die Materialprüfanstalten der Hochschulen wertvolle Beiträge geleistet.

Ueber Erfahrungen an ausgeführten Bauwerken, insbesondere über schlechte Erfahrungen, wird leider viel zu wenig bekannt. Es ist zu bedauern, dass die gleichen Fehler immer wieder gemacht werden, weil hierüber fast nie etwas veröffentlicht wird. Es wäre ausserordentlich interessant und wertvoll, wenn Unterhalts- und Reparaturprobleme in grösserem Umfang behandelt würden.

Der weitaus grösste Beitrag zur Senkung der Herstellungskosten wurde durch die Verbesserung und Rationalisierung der Baumethoden geleistet. Die scharfe Konkurrenz zwang den Ingenieur, in direkter enger Zusammenarbeit mit dem Unternehmer, zur Ausschöpfung aller bautechnischen Möglichkeiten und zur Anpassung seiner Projekte an die Markt- und Preisentwicklung.

Im folgenden werden einige interessante, neue Baumethoden und die damit zusammenhängenden Probleme beschrieben.

Die Herstellungskosten einer Brücke setzen sich im wesentlichen aus folgenden Positionen zusammen:

- Baustelleneinrichtungen und Arbeitsgeräte
- Lehrgerüste
- Schalungsarbeiten

- Bewehrung
- Beton

An Beton und Bewehrung lassen sich bei gleichen Spannweiten und gleicher Bauhöhe nur geringe Einsparungen erzielen. Bei den lohnintensiven Positionen - Lehrgerüst und Schalung - können dagegen die Baukosten mit einem geschickten Projekt, das auf einen rationellen Bauvorgang abgestimmt ist, stark gesenkt werden. Es ist sogar in vielen Fällen interessant, auf Kosten von Beton und Bewehrung den Aufwand für Gerüst und Schalung zu vermindern. Die Kosten für die Miete und den Unterhalt der Baustelleneinrichtungen und Geräte können vor allem durch einen raschen Bauvorgang gesenkt werden. Die Anwendung von Taktverfahren lohnt sich insofern, als durch Wiederholungen die Arbeitsleistung gesteigert und die Abschreibung für Gerüst und Schalung erhöht werden kann.

Feldweise Herstellung des Brückenträgers:

Mit durchgehenden Lehrgerüsten und Schalungen auf der ganzen Länge werden heute nur noch kleinere Brücken oder Träger mit weniger als vier Spannweiten ausgeführt, da dieses Verfahren den Einsatz von zuviel Gerüst- und Schalungsmaterial erfordert. Bei der feldweisen Herstellung in Ortsbeton auf konventionellem Gerüst werden normalerweise zwei Felder eingerüstet und eines dieser Felder - mit Kragarm im Nachbarfeld - eingeschalt und betoniert. Unmittelbar nach dem Betonieren und teilweisen Vorspannen wird das Gerüst dieses Feldes demontiert und neu aufgebaut, sodass die Schalungs-, Armierungs- und Betonierarbeiten in kontinuierlichem Ablauf fortgesetzt werden können. Die Feldweite kann bei diesem Verfahren verschieden lang sein; ein fester, den Gerüstträgern entsprechender Raster ist allerdings vorteilhaft. Der Querschnitt - als Platte, Plattenbalken oder Hohlkasten ausgebildet - sollte im Hinblick auf die Wiederverwendung der Schalungselemente unverändert beibehalten werden. Die Spannlieder werden am Ende des Kragarms zum Teil abgespannt und zum Teil mit Gleitkupplungen versehen oder im Kasteninnern herausgezogen und verankert. Wenn das Absenken des Gerüstes sehr früh und bei teilweiser Vorspannung erfolgt, müssen die voll vorgespannten Spannlieder in Verbund wirken, d.h. injiziert sein.

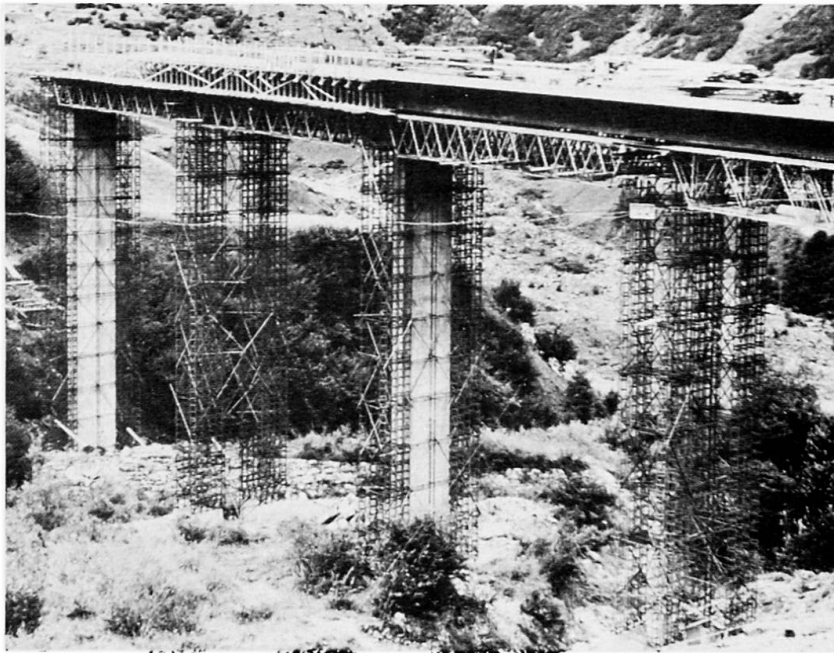
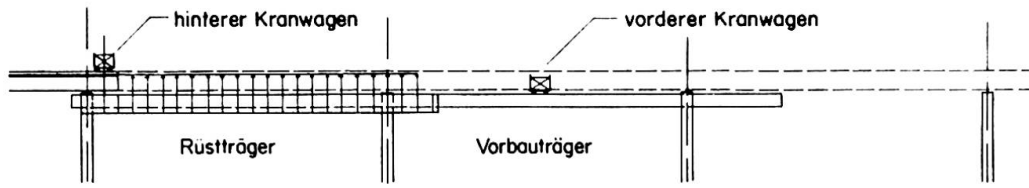


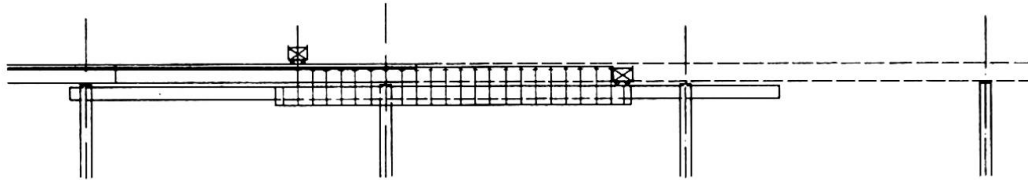
Bild 2. Feldweise Herstellung mit konventionellem Gerüst

Der Vorteil dieser Methode besteht darin, dass verhältnismässig wenig Gerüstmaterial (2 Felder) notwendig ist, dass die Schalung durch mehrfache Wiederverwendung weitgehend abgeschrieben und die Arbeitsleistung durch Wiederholung des gleichen Arbeitsganges gesteigert werden kann. Da das mehrfache Ummontieren des Gerüsts sehr lohnintensiv ist, werden mit Vorteil normierte Gerüstjoche mit relativ weitgespannten Gerüstträgern verwendet. Bei kleineren Spannweiten können die Gerüstmontage und sämtliche Arbeiten für das in Ausführung begriffene Feld mit einem Kran, der sich auf dem fertiggestellten Teil der Brücke befindet, durchgeführt werden. In besonders günstigen Fällen - ebenes Terrain und kleine Brückenhöhe - ist die Verwendung fahrbarer Gerüste interessant.

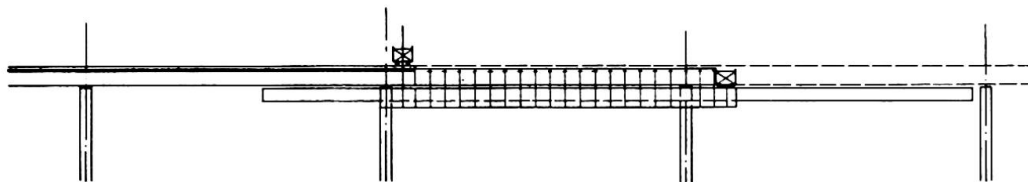
Eine wesentliche Rationalisierung konnte bei langen Brücken mit Vorschubgerüsten erzielt werden. Der eigentliche Gerüstträger dient zur Herstellung eines Feldes und ist normalerweise nur bei den Brückenpfeilern abgestützt. Die Gerüstträger befinden sich über oder unter der Brückenfahrbahn. Die äussere Schalung ist als Bestandteil des Vorschubgerüsts ausgebildet. Da die Schalungsarbeiten dadurch weitgehend entfallen, ist der Arbeitsfortschritt ausserordentlich rasch. Das Vorschieben des Rüst-



a) Rüstträger in Betonierstellung



b) Vorfahren des Rüstträgers



c) Vorfahren des Vorbauträgers

Bild 3. Vorschubgerüst mit Vorbauträger

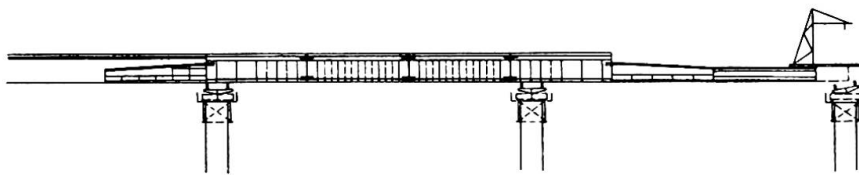


Bild 4. Vorschubgerüst mit Vorbaustrahl

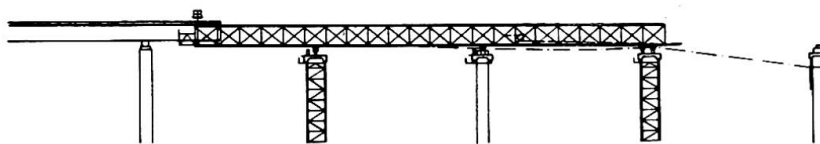


Bild 5. Vorschubgerüst mit Zwischenstütze

trägers von Feld zu Feld erfolgt entweder nach dem "Rechenschieberprinzip" mit einem speziellen Vorbauträger (zwischen den Rüstträgern), einem festen oder horizontal beweglichen Vorbauschnabel oder über einer Hilfszwischenstütze. Ohne Zwischenabstützungen können mit freitragenden Vorschubgerüsten Feldweiten bis ca. 60 m ausgeführt werden. Gleichbleibende Spannweiten auf der ganzen Brückenlänge sind vorteilhaft. Der Querschnitt sollte, wenn irgend möglich, nicht geändert werden, da der Umbau der Schalung - wenn überhaupt durchführbar - äusserst aufwendig ist. Bauverfahren mit Vorschubgerüsten weisen somit folgende Vorteile auf:

- Nach der Erstmontage sind nur noch unwesentliche Montagearbeiten erforderlich-
- Die Schalarbeiten entfallen weitgehend, da die Schalung fest mit dem Gerüst verbunden ist.
- Der Baufortschritt ist ausserordentlich schnell.

Nachteilig sind die hohen Investitionskosten und die grossen Aufwendungen für Transport, Erst- und Demontage, die den Einsatz dieser schweren Geräte nur bei Brückenlängen über etwa 400 m gestatten. Schwierigkeiten entstehen auch bei starken Krümmungen oder Auf- und Abfahrten, die Querschnittsänderungen zur Folge haben.



Bild 6. Krahlenberg-Brücke bei Andernach. 1)
(Werkfoto Polensky & Zöllner)

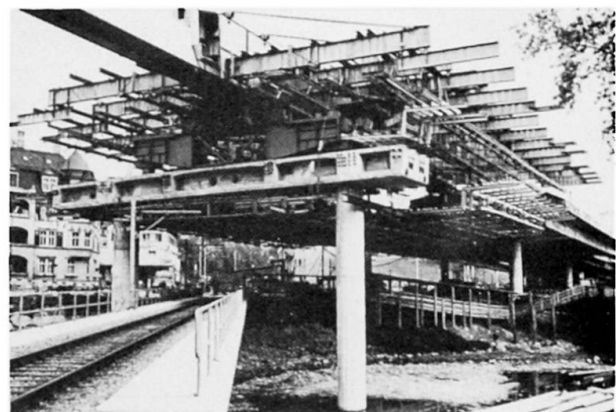
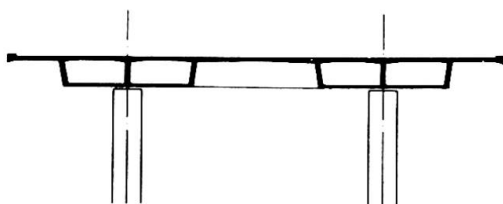


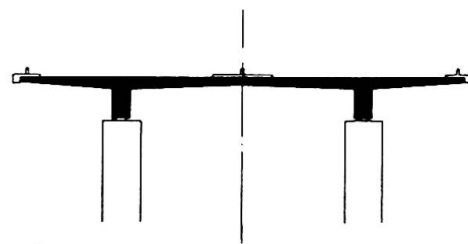
Bild 7. Sihlhochstrasse Zürich; obenliegendes Gerüst.
(Foto Tiefbauamt, Zürich)

Die ersten Brücken, die mit Vorschubgerüsten hergestellt wurden, weisen den statisch günstigen Kastenquerschnitt auf. Da die Herstellung der inneren Kastenschalung jedoch viel Zeit in Anspruch nimmt und separat transportiert werden muss, wird heute der zweistegige, querträgerlose Plattenbalken-Querschnitt vorgezogen, obwohl diese Querschnittsform einen grösseren Materialverbrauch erfordert. 2) 3) 4). Dies ist ein typisches Beispiel dafür, wie auf Kosten von Stahl und Beton Zeit und teure Arbeitsvorgänge gespart werden können. Ähnliche Zeiteinsparungen liessen sich bei Hohlkastenquerschnitten nur durch Vorfabrikation der oberen und unteren Kastenplatten erzielen.

Bei der feldweisen Herstellung eines Brückenträgers ist ein genauer Arbeitsplan für einen Bauabschnitt erforderlich. Zur Vermeidung von Unterbrüchen im Arbeitsablauf muss die Erhärtungszeit des Betons auf das Wochenende eingeplant werden. Bis zum Vorspannen und Ausrüsten eines Feldes stehen somit höchstens 60 Stunden zur Verfügung. Die genaue Kenntnis der Betoneigenschaften in diesem frühen Stadium (Festigkeit, Elastizitätsmodul, Kriech- und Schwindwerte etc.) ist deshalb unerlässlich.



a) Hohlkastenquerschnitt für Autobahnbrücken



b) Plattenbalkenquerschnitt für Autobahnbrücken bis 30m Breite; Konsolaufladung bis 7.5m

Bild 8. Querschnitte

Weitere Probleme sind die Bestimmung der günstigsten Kragarmlänge, unter Berücksichtigung des Platzbedarfes für die Spanngliedverankerungen, der Spanngliedlage, der Verformungen und der Statik, die Berechnung der Ueberhöhungen - vor allem bei teilweiser Vorspannung - und die Ermittlung der Kräfteumlagerungen infolge Kriechen.

Die feldweise Herstellung einer Brücke mit vorgefertigten Trägern ermöglicht ebenfalls einen raschen Baufortschritt und beträchtliche Einsparungen an Gerüst- und Schalungsarbeit. Der Trägereinbau erfolgt entweder mit einem vorgefahrenen Verlegegerät mit Zutransport über den fertiggestellten Teil der Brücke oder, bei günstigen Verhältnissen, von unten mit Hilfe von Pneukranen. Die Fahrbahnplatte wird meistens in Ortsbeton hergestellt, wobei als Schalung zwischen den Trägern dünne, vorgefertigte Betonbretter verwendet werden. Sie kann aber auch direkt durch den Trägerflansch (ohne Ueberbeton) gebildet werden oder aus grossen vorgefertigten Tafeln bestehen, die durch nachträglich ausgegossene Aussparungen mit den Trägern verbunden werden. Die beiden letztgenannten Verfahren stellen hohe Anforderungen an die Herstellungsgenauigkeit (elastische und plastische Trägerverformungen).

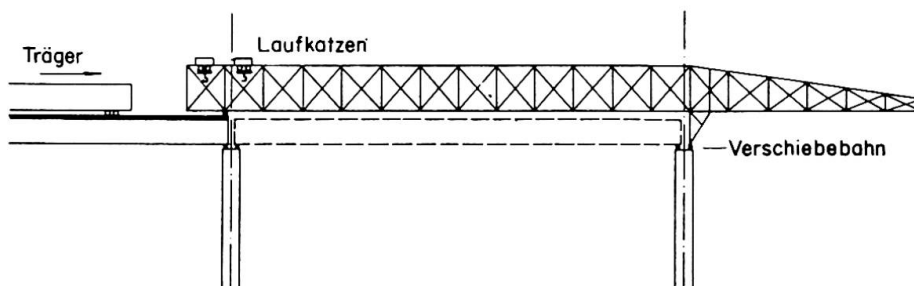


Bild 9. Längs- und querverschiebliches Einbaugerät für Fertigträger

Als Tragsystem werden Balkenketten oder Durchlaufträger mit Spannweiten bis zu 50 m ausgeführt. Das Verfahren ist wirtschaftlich bei mehreren gleichen Spannweiten mit gleichbleibendem Querschnitt. Schiefe Lagerung oder starke Krümmungen im Grundriss wirken sich sehr erschwerend aus.

Der Hauptnachteil dieser Konstruktionsart besteht in der starken Querschnittsgliederung und in der Verbindung der vorfabrizierten Elemente, die - je nach Ausführung - eine beträchtliche Einbusse an Dauerhaftigkeit zur Folge haben können.

Ein heikles Problem ist die Verbindung der Träger über den Stützen. Bei Balkenketten werden die Träger über den Stützen entweder durch eine Fuge vollständig voneinander getrennt - eine teure und fahrtechnisch unerwünschte Lösung - oder durch eine Uebergangsplatte miteinander verbunden. Die Uebergangsplatte wird mit Betongelenken an die Trägerenden angeschlossen; der Belag kann in diesem Falle ohne Unterbruch durchgeführt werden. Bei Durchlaufsystemen werden die Träger der benachbarten Felder mit einem in Ortsbeton hergestellten Querträger über der Stütze verbunden. Die Aufnahme der negativen Stützmomente erfolgt mit schlaffer Bewehrung in der Ortsbetonplatte mit Durchschubkabeln oder bei vorfabrizierten Fahrbahntafeln durch Vorspannen der Platte über der Stütze.



Bild 10. Bünzthal-Brücke, Nationalstrasse N1 Zürich - Bern

Ein wichtiges Problem ist bei dieser Baumethode die Berechnung der Zwängungsspannungen infolge Schwinden, Kriechen und ungleichmässiger Temperatur, wenn die vorgefertigten Träger nur teilweise vorgespannt sind. Da die bekannten Berechnungsmethoden 5) 6) für Verbundkonstruktionen gleichbleibende Steifigkeit für Platte und Träger voraussetzen, sind sie in diesem Falle nicht anwendbar. Weitere Probleme sind bei Durchlaufsystemen die Schubverbindung zwischen Träger und Ortsbeton-Querträger über den Stützen und der Einfluss des Systemwechsels auf den Bruchnachweis.

Freivorbau.

Der Freivorbau ermöglicht die wirtschaftliche Herstellung grosser Spannweiten ohne Lehrgerüstabstützungen und ist deshalb das interessanteste Bauverfahren im Grossbrückenbau. Besonders geeignet für die Herstellung im Freivorbau sind Voutenträger mit Hohlkastenquerschnitt. Die günstige Massenverteilung (schwerer Querschnitt in Auflagernähe, leichter Querschnitt in Trägermitte) ergibt als statischen Vorteil minimale Stützmomente infolge Eigengewicht und die variable Trägerhöhe ermöglicht die durchgehend volle Ausnützung einer gegen die Trägermitte hin gleichmässig abgestuften Vorspannung.

Ortsbetonkonstruktionen mit grossen Spannweiten weisen bei diesem Bauverfahren vor allem folgende herstellungstechnische Vorteile auf:

- Relativ kleine Aufwendungen für das Vorbaugerüst
- Mehrfache Wiederverwendung der Schalung
- Lohneinsparungen durch taktmässige Wiederholung des gleichen Arbeitsvorganges.

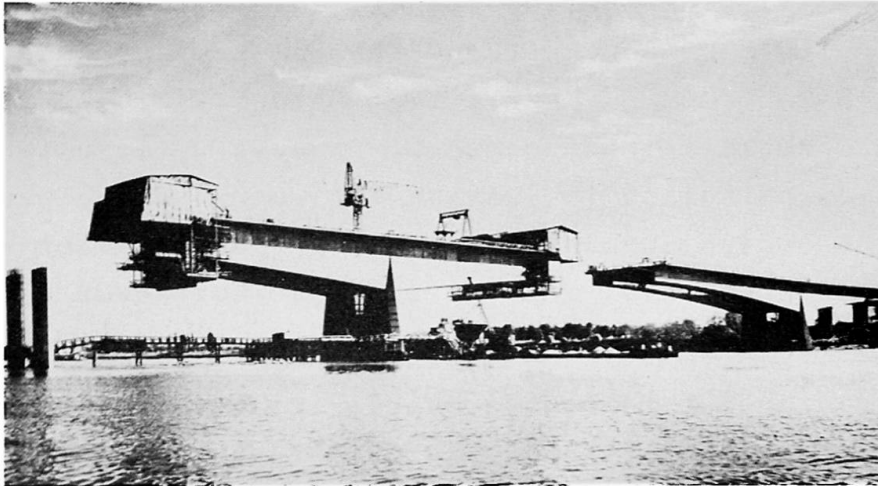


Bild II. Rhein - Brücke bei Bendorf. 7)
(Foto Stiebel, Koblenz)

Das schwierigste Problem beim Freivorbau ist die Gewährleistung der Brückennivellete, da der als Konsole hergestellte Träger äusserst verformungsempfindlich ist. Voraussetzung für die Berechnung der Ueberhöhungen ist die sorgfältige Bestimmung der Schnittkräfte aus Eigengewicht und Vorspannung und die genaue Kenntnis des zeitlichen Verlaufes der klimaabhängigen Materialeigenschaften (Elastizitätsmodul, Schwind- und Kriechbeiwerte) und Vorspannverluste. Ausserdem spielen auch die von der Armierung und Plattenstärke abhängigen, unterschiedlichen Schwind- und Kriechverformungen der oberen und unteren Hohlkastenplatten eine wesentliche Rolle. Da die Vorbauabschnitte im allgemeinen schon nach 2-3 Tagen vorgespannt und ausgerüstet werden, ist die Herstellungstemperatur von entscheidender Bedeutung für die Betonqualität bei Belastungsbeginn. Der spätere zeitliche Verlauf der Betoneigenschaften wird ebenfalls durch die saison- und standortbedingten klimatischen Verhältnisse (Luftfeuchtigkeit, Temperatur, Sonnenbestrahlung etc.) beeinflusst. Vorversuche zur Abklärung des elastischen und plastischen Verhaltens des Betons sind deshalb sehr aufwendig. Es wäre ausserordentlich wertvoll, wenn aus einem Versuchsprogramm an 3-7-tägigen Probekörpern - unter Berücksichtigung der zu erwartenden klimatischen Einflüsse - auf den gesamten zeitlichen Verlauf der Betoneigenschaften geschlossen werden könn-

te. Während der Trägerherstellung kann die Verformungsberechnung durch Messungen laufend überprüft und für die Ausführung der folgenden Etappen - wenn nötig - korrigiert werden. Die Kontrollmessungen werden zur Elimination des Einflusses unterschiedlicher Temperaturverhältnisse im Querschnitt vor Sonnenaufgang ausgeführt. Die besondere Schwierigkeit besteht aber in der Interpretation der Messungen bzw. in der richtigen Korrektur der zahlreichen Verformungsparameter.

Beim Betonieren der Vorbauabschnitte ist der Verformung des Gerüsts bzw. deren Korrektur grösste Aufmerksamkeit zu schenken. Bei grösseren Durchbiegungen während der Herstellung der Fahrbahnplatte können in den Abschnittsfugen Ablöserisse auftreten, die eine Verminderung der Schubtragfähigkeit zur Folge haben; ein Problem, das vor allem dann zu beachten ist, wenn die Spannlieder aus konstruktiven Gründen nur in der Fahrbahnplatte verankert werden.

Als statisches System wird bei Freivorbaubrücken entweder der Kragträger mit einem Gelenk in Feldmitte oder der Durchlaufträger verwendet. Die Ausführung als Kragträger ist konstruktiv und herstellungstechnisch einfacher, hat aber den wesentlichen Nachteil, dass die Verformungen durch einen Knick im Gelenk stärker in Erscheinung treten. Die Ausbildung der Querkraftgelenke in Feldmitte erfolgt neuerdings oft mit vorgespannten Betongelenken. Sie hat den Vorteil, dass der Belag ohne Unterbruch durchgezogen werden kann.

Eine interessante und bei sehr grossen Spannweiten wirtschaftliche Lösung besteht darin, dass der Mittelabschnitt in Leichtbeton hergestellt wird.

Wie bei den feldweise hergestellten Trägern stellt sich auch bei gelenklosen Freivorbau-Brücken das Problem der Kräfteumlagerungen durch den Systemwechsel und die damit zusammenhängenden Sicherheitsfragen.

Bei Brücken auf hohen Stützen ist die Ausführung von Voutenträgern aus ästhetischen Gründen im allgemeinen nicht erwünscht. Dem Parallel-Träger wird in diesem Fall der Vorzug gegeben. Bemerkenswerte Beispiele für die Ausführung von Parallel-Trägern im



Bild 13. Siegtal-Brücke Eiserfeld. 8)
(Werkfoto Polensky & Zöllner)

Freivorbau sind die Siegtal-Brücke Eiserfeld und die Lahntal-Brücke bei Limburg in der Bundesrepublik Deutschland. Bei der Siegtal-Brücke wurde ein Gerüstträger verwendet, der zur Stabilisierung des auszuführenden Bauabschnittes und zur Aufhängung der Vorbauschalung diente. Der Vorbauabschnitt umfasste je eine halbe Feldlänge beiseits einer Stütze. Die grossen Vorteile dieses Verfahrens liegen darin, dass das Baumaterial immer über den fertiggestellten Teil der Brücke zutransportiert werden kann, dass der Gerüstträger ohne Ummontage in den nächsten Vorbauabschnitt vorgeschoben werden kann und dass zur Stabilisierung der

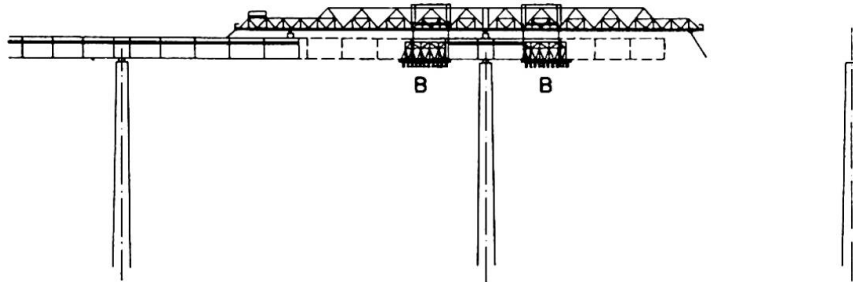


Bild 12. Rüstträger der Siegtal-Brücke, B = fahrbare Arbeitsbühnen

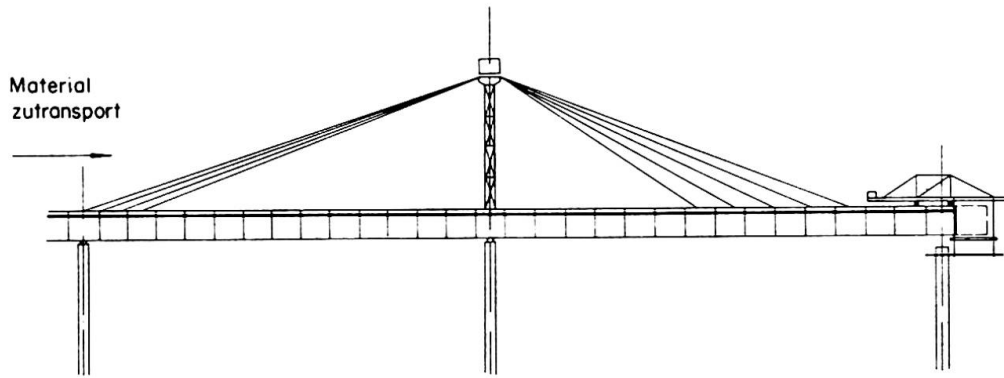


Bild 14. Freivorbau mit Abspannpylon

Vorbauabschnitte keine zusätzlichen Vorrichtungen erforderlich sind. Bei der Lahntal-Brücke Limburg wurde die ganze Feldlänge im Freivorbau erstellt 9). Zur Verminderung der Stützmomente war jedoch ein Abspannpylon erforderlich. Auch bei dieser Methode erübrigt sich eine Ummontage des Vorbaugerüstes und das Baumaterial kann ebenfalls immer über die fertige Brücke zutransportiert werden. Da die Stützenköpfe erst nach der Ausführung des unmittelbar darüber liegenden Trägerstückes fertiggestellt werden, erfährt der Vorbaurythmus überhaupt nie einen Unterbruch. Diese grossen Vorteile müssen allerdings auf Kosten der beträchtlichen Aufwendungen für das Erstellen und Ummontieren der Abspannpylone erkaufte werden.

Eine weitere Möglichkeit zur Herstellung von Parallelträgern im Freivorbau besteht darin, dass im Mittelabschnitt des Feldes auf eine Länge von 25-30 m ein Gerüst eingehängt wird. Im Hinblick auf die Momentenumlagerungen beim Systemwechsel ist es vorteilhaft, diesen Teil in Leichtbeton auszuführen und bereits nach dem Betonieren der Trägerrippen (ohne Fahrbahnplatte) teilweise vorzuspannen. Dieses Verfahren setzt allerdings voraus, dass die im Freivorbau erstellten Abschnitte des Trägers zum Beispiel durch Doppelstützen im Bauzustand einwandfrei stabilisiert sind.



Bild 15. Viaducs de Chillon. 10) Nationalstrasse N9 Lausanne - Sion
(Foto Germond, Lausanne)

Beim Freivorbau in Vorfabrikation werden in einer zentralen Anlage Querschnittselemente hergestellt, die auf dem Wasser oder über die bereits fertiggestellte Brücke zum Einbauort transportiert werden. Ein spezielles Einbaugerät, das den gesamten Vorbauabschnitt überbrückt und sich auf dem fertiggestellten Träger und dem benachbarten Pfeiler abstützt, bringt die Querschnittselemente in die Einbauposition. Die Elementfugen werden mit einem Kunststoffmörtel versehen und nach dem Einziehen der Spannglieder in symmetrischer Reihenfolge an den Vorbauabschnitt an-

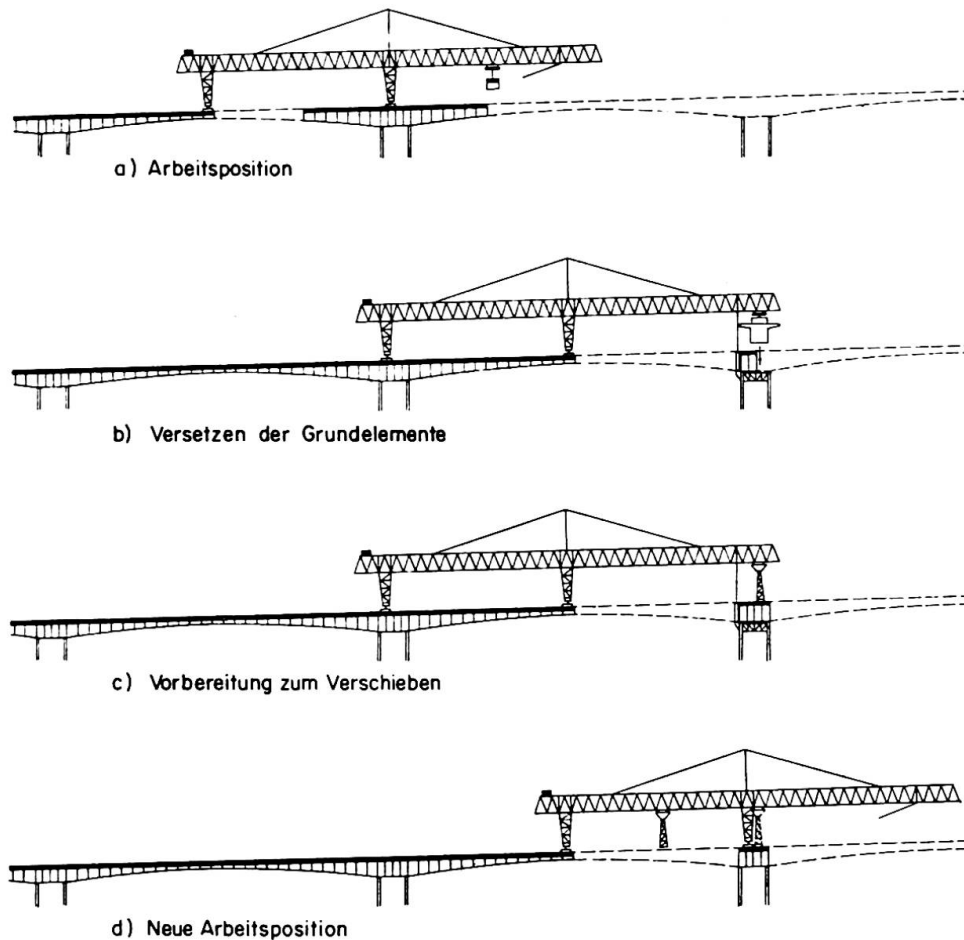


Bild 16. Viaducs de Chillon, Versetzgerät für die Querschnittselemente

gefügt. Wegen der grossen Aufwendungen für die Fertigungsanlagen ist dieses Verfahren nur bei sehr langen Brücken wirtschaftlich; es hat aber den Vorteil, dass die Vorbauabschnitte in ausserordentlich kurzer Zeit hergestellt werden können. Bei den "Viaducs de Chillon" wurden pro Monat bis zu 290 m Brückenlänge fertiggestellt.

Neben den vielfältigen Problemen bei der ausserordentlich genauen Herstellung der Elemente, (Vorausbestimmung der Verformungen, sehr genaue Fixierung der Basiselemente, (Korrekturfugen beim Vorbau sind sehr unerwünscht), besteht die Hauptschwierigkeit in der Ausbildung der geklebten Elementfugen und in der einwandfreien Abdichtung der Spanngliedkanäle in den Elementfu-

gen. Die exponierte Lage der Haupt-Spannglieder, die - in der Fahrbahnplatte angeordnet - unverroht die geklebten, unbewehrten Elementfugen durchziehen, erfordern eine einwandfreie, absolut wasserdichte Fahrbahnisolation. Ein weiteres Problem, das sich beim Freivorbau mit Fertigelementen stellt, ist die Sekundärbeanspruchung der Spannglieder in den Elementfugen. Bei zu geringer Längsvorspannung können durch lokale Beanspruchung der Fahrbahnplatte in den Fugen Knickwinkel entstehen, die in den Spanngliedern Zusatzbeanspruchungen auslösen.

Taktschiebeverfahren.

Ein neueres Verfahren, das ebenfalls Einsparungen an Gerüst- und Schalungsaufwand ermöglicht, ist das Taktschiebeverfahren. Vorläufer dieses Verfahrens sind die Ager-Brücke in Oesterreich und die Caroni-Brücke in Venezuela. Bei der Ager-Brücke 11) wurden fertige Querschnittselemente auf ein stationäres Gerüst eingeschoben, durch Ausbetonieren von 50 cm breiten Fugen miteinander verbunden und vorgespannt. Bei der Caroni-Brücke 12) wurde dagegen der gesamte Brückenträger hinter dem Widerlager betoniert, vorgespannt und dann gesamthaft eingeschoben. Beim Taktschiebeverfahren, wie es heute zum Beispiel bei

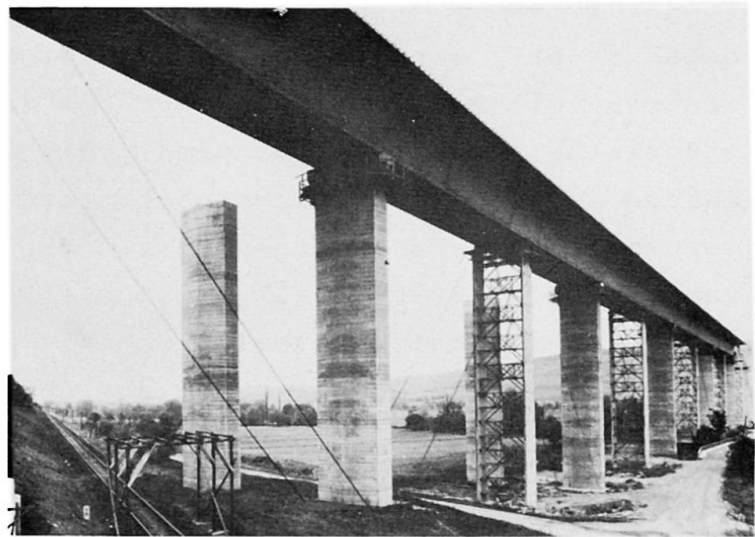


Bild 17/18. Taubertal - Brücke
(Werkfoto Beton- und Monierbau)

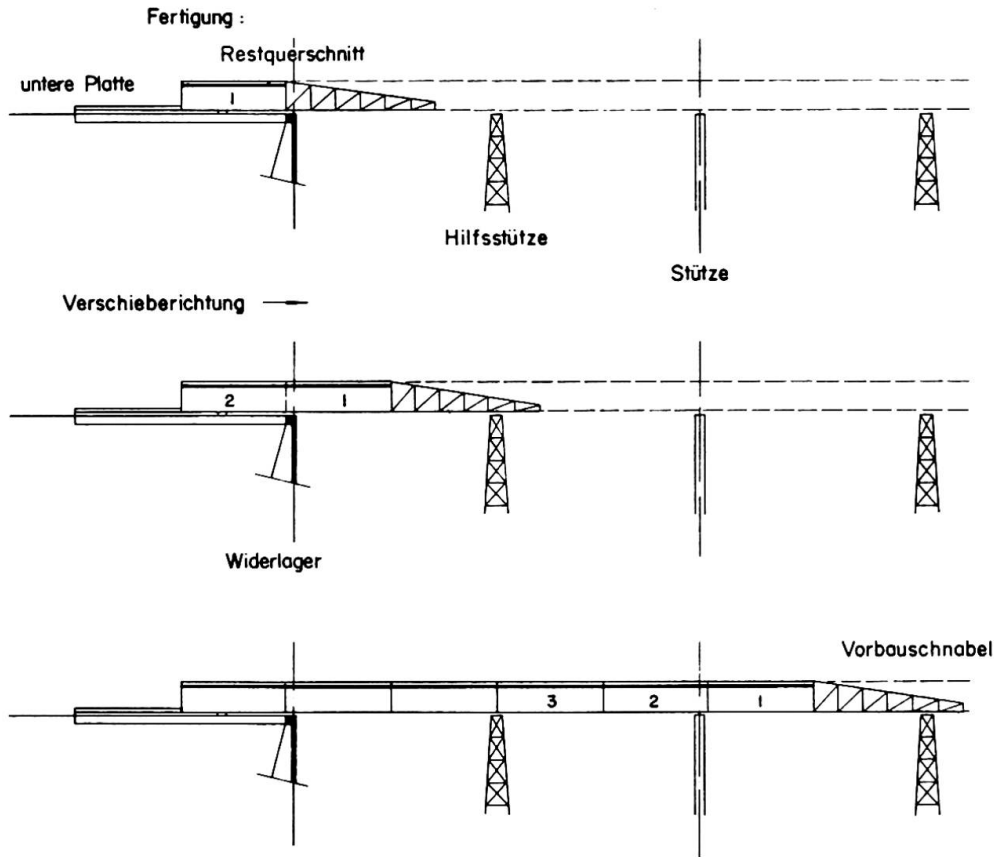


Bild 19. Taktschiebeverfahren

der Taubertal-Brücke 13) angewendet wird, werden unmittelbar hinter dem Brückenwiderlager 10-20 m lange Trägerabschnitte in einem fünftägigen Arbeitstakt hergestellt und nach einer Erhärtungszeit von 2 Tagen vorgeschoben. Die Aussenschalung bleibt dabei an Ort, während die Innenschalung des Kastenquerschnitts zunächst mitverschoben und nach dem Betonieren der unteren Kastenplatte zurückgefahren wird. Die einzelnen Trägerabschnitte werden monolithisch zusammenbetoniert und während des Verschiebevorganges zentrisch vorgespannt. Der Träger gleitet beim Widerlager und den Stützen auf Teflonplatten über Verschiebelager mit polierten Chromnickelstahl-Blechen. Die Verschiebepressen befinden sich beim Widerlager. Zur Abminderung der Kragmomente ist die Spitze des Trägers mit einem Vorbau schnabel verlängert. Bei grossen Spannweiten sind zudem Zwischenjoche erforderlich. Die Hauptvorspannung wird erst nach dem vollständigen Einschleiben des Trägers mit einem durchgehenden, konzentrierten Vorspannkabel aufgebracht.

Mit diesem Verfahren können selbstverständlich nur gerade bzw. im Grund- und Aufriss gleichmässig gekrümmte Brücken gebaut werden. Grösste Aufmerksamkeit ist bei der Anwendung des Taktschiebeverfahrens der genauen Lage der unteren Kastenplatte zu schenken. Die Betonierfläche muss absolut stabil sein und darf während des ganzen Bauvorganges keine Setzungen erfahren. Wie bei allen neuen Baumethoden spielen auch hier die mit der raschen Betoniererhärtingszeit zusammenhängenden Probleme eine wichtige Rolle.

Etappenweise Herstellung des Querschnitts.

Bei breiten Brücken ist es vorteilhaft, den Querschnitt in mehreren Etappen zu erstellen, da auch dieses Verfahren die Wiederverwendung von Gerüst und Schalung am gleichen Bauwerk ermög-

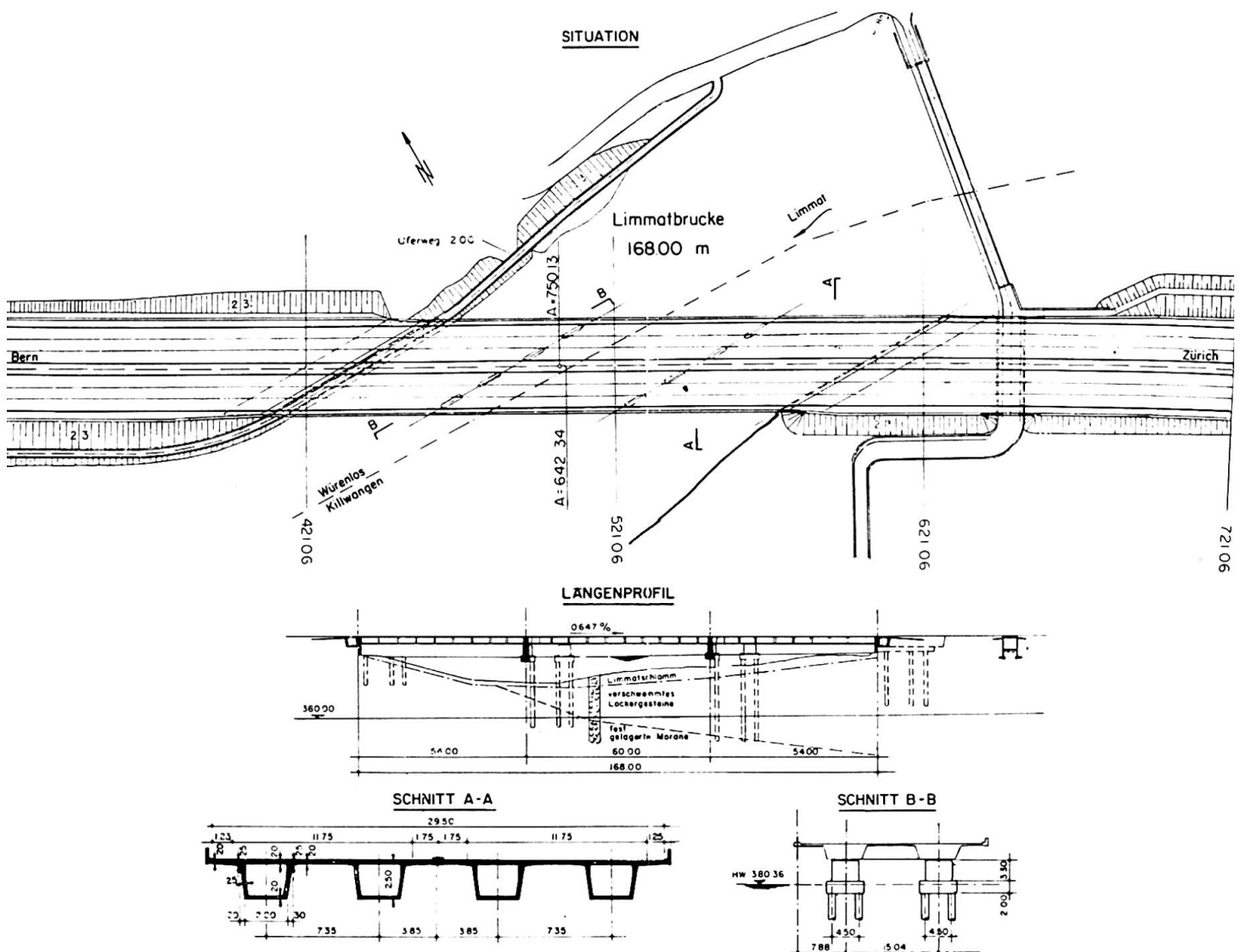


Bild 20. Limmat - Brücke Würenlos, Nationalstrasse N1 Zürich-Bern

licht. Für den Bau von Autobahn-Zwillingsbrücken wird normalerweise das Lehrgerüst querverschoben. Wenn die Fundationsverhältnisse jedoch sehr ungünstig sind, ist es wirtschaftlicher, anstelle des Gerüsts Teile des Brückenträgers zu verschieben. Bei der Limmat-Brücke Würenlos der Autobahn Zürich-Bern wurde in Anwendung dieses Verfahrens der gesamte Brückenquerschnitt in vier genau gleiche Hohlkastenträger aufgelöst. Diese Träger wurden nacheinander auf einem relativ schmalen Lehrgerüst mittelst einer längsverschieblichen Zugschalung in Elementen von ca. 15 m Länge betoniert. Nach dem Betonieren des Trägers wurden Spannkabel eingezogen und teilweise vorgespannt. Das Lehrgerüst konnte nun um wenige Zentimeter abgesenkt und der Träger auf einer über Pfeiler bzw. Widerlager verlaufenden Verschiebebahn in die endgültige Lage gebracht werden. Das Verfahren für die Trägerherstellung ist - die gleichen Schalungselemente konnten ca. 40-mal wiederverwendet werden - ausserordentlich rationell. Das Verschieben 170 m langer Träger mit sehr schiefen Auflagern und wechselndem Quergefälle erfordert jedoch umfangreiche Vorbereitungsarbeiten und eine aussergewöhnliche Sorgfalt und Genauigkeit.

Eine weitere Möglichkeit zur etappenweise Herstellung des Querschnitts besteht darin, dass weitausladende Konsolen erst nach dem Ausrüsten des Trägers betoniert werden. Dieses Verfahren weist folgende Vorteile auf: Das Gerüst muss nur für einen Drittel der Brückenbreite und etwa zwei Drittel des Trägergewichtes bemessen werden. Der Materialzutransport zur Herstellung der Konsolen erfolgt über die fertige Brücke direkt zum Verwendungsort. Die Konsolen werden auf einem relativ leichten, fahrbaren Gerüst im Taktverfahren hergestellt. Die Trägerhöhe kann, ohne die Aesthetik zu beeinträchtigen, sehr hoch gewählt werden und ermöglicht damit Einsparungen an Spannstahl. Bei der 26 m breiten Birs-Brücke der Nationalstrasse N 2 in Basel beträgt die Ausladung der Konsolen je 9 m. Mit dem fahrbaren Konsolgerüst konnten pro Woche beidseits je zweimal 4 m lange Konsolabschnitte (Plattenbalkenquerschnitt in Ortsbeton) hergestellt werden. Das Verfahren ist sehr wirtschaftlich und hat sich ausgezeichnet bewährt.

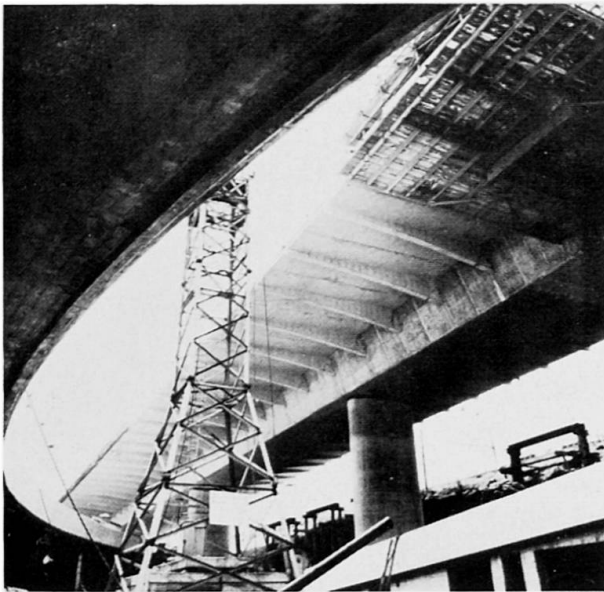


Bild 21/22. Birs-Brücke, Basel Nationalstrasse N2
(Foto Hoffmann, Basel)

Das wichtigste Problem dieser Methode ist das Zusammenwirken der nachträglich betonierten Konsolen mit dem bereits vorgespannten und ausgerüsteten Träger. Im übrigen spielen auch hier - wie bei allen anderen Herstellungsverfahren - die Beton-eigenschaften im Frühstadium eine wesentliche Rolle.

Literatur-Verzeichnis

- 1) Wittfoth, H.: Die Krahenbergbrücke bei Andernach
Beton- und Stahlbetonbau 1964, H. 7 u. 8
- 2) Thul, H.: Internationaler Spannbeton-Kongress
Brückenbau. Vorlandbrücke Obereisesheim
Beton- und Stahlbetonbau 1966, H. 5
- 3) Mayer, L.: Talbrücke Sechshelden, Konstruktion und Herstellung
Beton- und Stahlbetonbau 1969, H. 4
- 4) Lessing, A.: Brücke Welkers. Vorträge Betontag 1969
Deutscher Beton-Verein E.V.
- 5) Sattler, K.: Theorie der Verbundkonstruktionen, 2. Aufl.
Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1969
- 6) Birkenmayer, M.: Berechnung von Verbundkonstruktionen aus
Beton und Stahl.
Verlag Lesmann, Zürich 1969

- 7) Finsterwalder, U. und Schambeck, H.:
Die Spannbetonbrücke über den Rhein bei Bendorf,
Los I
Beton- und Stahlbetonbau 1965, H. 3
- 8) Wittfoth, H.: Die Autobahnbrücke über das Siegtal in
Siegen-Eiserfeld.
Bauingenieur 1966, H. 2
- 9) Henne, W. und Bay H.:
Der Bau der Autobahnbrücke über die Lahn
bei Limburg.
Bauingenieur 1965, H. 3
- 10) Piguet, J.C. und Hofer, R.:
Viaducs de Chillon
Strasse und Verkehr 1967, H. 7
- 11) Leonhardt, F. und Baur, W.:
Die Ager-Brücke, eine aus Gross-Fertigteilen
zusammengesetzte Spannbetonbrücke.
Bautechnik 1963, H. 7
- 12) Leonhardt, F. und Baur, W.:
Brücke über den Rio Caroni, Venezuela.
Beton- und Stahlbetonbau 1966, H. 2
- 13) Thul, H.: Internationaler Spannbeton-Kongress
Brückenbau. Taubertal-Brücke.
Beton- und Stahlbetonbau 1970, H. 5
- 14) Woywod, E.: Der Brückenbau für die Nationalstrassen
Der Aargau baut, Nr. 3
Verlag Aargauer Tagblatt, Aarau 1968

Zusammenfassung

Einleitend werden kurz die verschiedenen Gesichtspunkte erörtert, die bei der Projektierung einer Brücke zu berücksichtigen sind. Der folgende Abschnitt befasst sich mit den Faktoren, die in den letzten Jahren massgeblich zur Entwicklung der Brückenbau-Technik beigetragen haben und zeigt, dass die effektiven Baukosten vor allem durch die direkte Zusammenarbeit von Projektverfasser und ausführenden Unternehmung gesenkt werden konnten. Im Hauptkapitel werden anhand von Beispielen die modernen Baumethoden und die damit zusammenhängenden und am Kongress zu diskutierenden Probleme beschrieben.

Résumé

On situe pour commencer les différents points de vue entrant en ligne de compte pour la conception d'un pont. Le chapitre suivant traite des facteurs essentiels qui ont contribué ces dernières années au développement de la technique de la construction des ponts et montre que les coûts d'exécution pourraient être réduits, avant tout par une collaboration étroite entre l'auteur du projet et l'entreprise chargée des travaux. A l'aide d'exemples, on décrit dans le chapitre principal les méthodes modernes de construction, ainsi que les problèmes s'y rattachant qui seront discutés lors du congrès.

Summary

In the introduction the different aspects that have to be considered for the design of a bridge are mentioned. The following paragraph deals with the factors that contributed to the development the technique of bridge-building during the last few years and shows that effective building costs could be lowered by means of a direct cooperation of the structural engineer and the contractor. The main paragraph describes, with reference to several examples, the modern construction methods and the resulting problems that will be discussed during the congress.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Hohe, schlanke Bauwerke

High-Rise Slender Buildings

Ouvrages élancés de grande hauteur

FRITZ LEONHARDTUniversität Stuttgart
Deutschland1. Allgemeines

Von alters her hatten die Menschen den Drang, hoch hinaus zu bauen, um zu imponieren oder um einen weiten Ausblick zu erhalten, oder um dem Himmel näherzukommen. So bauten sie schon seit Menschengedenken Türme, teils zu Kultzwecken, teils zur Verteidigung. Eines Tages entstanden in New York die ersten Wolkenkratzer, um aus dem teuren Boden einen möglichst hohen Nutzen zu erwirtschaften, aber wohl auch, um zu imponieren. Der Antrieb, hohe Bauwerke zu errichten, ist wohl auch heute noch zum Teil das Demonstrieren dessen, was der kleine Mensch mit der von ihm entwickelten Technik alles kann, also sein Ehrgeiz, sein Stolz und der Fortschrittsglaube. Mehr und mehr treibt jedoch der nackte technische Zweck zu hohen Bauwerken. Bei den Funk- und Fernmeldetürmen hängt deren Reichweite von ihrer Höhe ab, bei den Kühltürmen nimmt die natürliche Zugkraft mit ihrer Höhe zu, Schornsteine müssen immer höher werden, um die Verunreinigung der Luft im Lebensbereich der Menschen zu vermindern, und schließlich Brückenpfeiler werden höher, weil man mit den heutigen Schnellstraßen einfach oben über die Täler hinwegfahren will, um die Anlagekosten der Straße und vor allem die verkehrlichen Betriebskosten zu vermindern. Bei Hochhäusern für Büro- und Wohnzwecke ist der Antrieb zum in die Höhe bauen bis zu einem gewissen Maß heute ebenfalls sachlich bedingt, indem man mit Hochhäusern viel humanere Lebensbedingungen in Ballungsräumen schaffen kann als mit den früheren "Mietskasernen" oder engen Wohnbauten mit dem häßlichen Hinterhofmilieu.

Wir Ingenieure stehen damit in stark zunehmendem Maße vor der Aufgabe, hohe Bauwerke zu entwerfen und zu errichten. Soweit wir uns verantwortlich damit zu beschäftigen hatten, fanden wir rasch, daß die normalen Entwurfsgrundlagen, insbesondere im Hinblick auf Windkräfte, nicht ausreichten, vor allem, wenn die Bauwerke schlank entworfen werden sollten. Die schon im Thema angesprochene Schlankheit wird vom Ingenieur in vielen Fällen angestrebt, weil einerseits Schlankheit als Kühnheit empfunden und von den Mit-

menschen bewundert wird, weil aber andererseits Schlankheit oftmals auch zur wirtschaftlichsten Lösung führt, so vor allem bei hohen Türmen, Schornsteinen und Brückenpfeilern. Aber auch bei Hochhäusern strebt man gerne Schlankheit an, um einem möglichst hohen Anteil der Räume den Vorzug der Fensternähe mit dem hochgeschätzten Ausblick zu geben.

Durch die Schlankheit gerieten die hohen Bauwerke zunehmend in ein Gebiet, das dem Bauingenieur bisher nicht sehr vertraut war, nämlich in das Gebiet der vom Wind angeregten Schwingungen. Das Denken des Bauingenieurs war bisher auf das statische Verhalten geschult und wenn er es einmal mit geringfügigen dynamischen Einflüssen zu tun hatte, wie z.B. bei Schwingungsimpulsen von Fahrzeugen auf Brücken, dann half er sich mit der Vergrößerung der statischen Schnittkräfte mit einem Schwingbeiwert, um seine statischen Betrachtungen beibehalten zu können. Messungen an Brücken haben dabei immer wieder gezeigt, daß die gewünschte Sicherheit auf diese Weise zu erreichen ist. Schlanke weitgespannte Hängebrücken und Maschinenfundamente zwangen den Bauingenieur jedoch, die Schwingungslehren in seinem Bereich anzuwenden. Manche Erkenntnisse wurden dabei erarbeitet. E. Rausch (1) hat dabei frühzeitig auch schon Ansätze für die Schwingungsberechnung von Türmen gebracht. Das Schwingungsproblem für die hohen Bauwerke wurde jedoch erst ernst genommen, als sich Bauunfälle ereigneten oder störende Schwingungen tatsächlich eintraten.

In den letzten 12 Jahren hat sich daraufhin die Forschung diesen Problemen ernsthaft zugewandt und viele Arbeiten sind zu diesen Problemen inzwischen publiziert worden. Vergleicht man jedoch das tatsächliche Verhalten hoher Bauwerke mit den Ergebnissen der theoretischen Betrachtungen, so findet man noch verhältnismäßig wenig Übereinstimmung, d.h. die Annahmen und Voraussetzungen der Theorien dürften nicht zutreffen und man muß daher an den Bauwerken selbst intensiver nach der Wahrheit suchen. Bei den hohen Bauwerken stehen Windlasten und winderregte Schwingungen zweifellos heute im Vordergrund und der Verfasser will daher zunächst einige Bemerkungen hierzu machen. Dabei räumt er ohne Zögern ein, daß es ihm seine Zeit nicht erlaubte, alle zu diesem Problembereich erschienenen Veröffentlichungen durchzuarbeiten. Die Darlegungen werden daher lückenhaft sein und geben nur Beobachtungen wieder, wie sie bei den in seinem Bereich laufend bearbeiteten turmartigen Bauwerken in den letzten Jahren aufgetreten sind.

2. Das Verhalten der hohen Bauwerke im Wind

2.1 Vergleich zwischen üblicher Berechnung und Messungen am Bauwerk

Während der letzten Jahre sind an verschiedenen turmartigen Bauwerken Messungen der durch Windkräfte entstehenden Verformungen durchgeführt worden. Dabei zeigte sich übereinstimmend, daß die größten horizontalen Ausbiegungen infolge Wind nur etwa 25 bis 35 % der Werte betragen, die mit den bei der Messung beobachteten maximalen Windgeschwindigkeiten errechnet worden waren. Diese Beobachtung wurde z.B. bei den von H. Lenk (2) berichteten Messungen am Stuttgarter Fernsehturm gemacht, die über zwei Jahre hinweg durchgeführt wurden, um möglichst einige starke Stürme einzufangen. Ähnliche Ergebnisse berichten J.F. Wiss und O.E. Curth (3) über Messungen an dem rund 180 m hohen Turmhochhaus "1000 Lake Shore Plaza" in Chicago. Die horizontale Ausbiegung dieses Turmhochhauses zeigte

ungefähr die in Kurve ① in Fig. 1 dargestellte Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit, während Kurve ② den rechnerischen Werten entspricht. Den Ausbiegungen überlagert sich eine Schwingung, deren Amplitude bei diesem Bauwerk maximal ein Drittel des Wertes der maximalen Ausbiegung erreichte. Die Schwingungsbewegung verläuft dabei auf ganz zufälligen Bahnen (Fig. 2) mit erheblichen Komponenten quer zur Windrichtung, obwohl das Bauwerk einen fast quadratischen Grundriß hat.

Auch beim Stuttgarter Fernsehturm verliefen die Schwingungsbahnen ziemlich unregelmäßig mit Ausschlägen, die quer zur Windrichtung infolge Karman'scher Wirbelstraßen größer waren als in Windrichtung. Turmschaft und Turmkopf haben bei diesem Bauwerk kreisförmige Grundrisse, was die Bildung Karman'scher Wirbel begünstigt.

Die Querschwingungen wurden dabei für alle Windgeschwindigkeiten gleichermaßen beobachtet, nicht etwa verstärkt für diejenige, bei der die Frequenz der Wirbelablösung mit der Eigenfrequenz des Turmes übereinstimmt (Fig. 3).

2.2 Ursachen für die Abweichungen zwischen Rechnung und Messung

Diese großen Abweichungen zwischen den Ergebnissen der bisherigen rechnerischen Methoden und der Wirklichkeit müssen uns veranlassen, die Grundlagen der Windlastannahmen zu verbessern. Der Unterschied ist so groß, daß sich durch solche Verbesserungen erhebliche wirtschaftliche Ersparnisse ergeben werden, weil bei schlanken hohen Bauwerken für die Aufnahme der Windkräfte im allgemeinen erhebliche Stahlmengen benötigt werden, die bei den Kosten ins Gewicht fallen.

Für die großen Unterschiede zwischen Wirklichkeit und Rechnung müssen verschiedene Ursachen in Betracht gezogen werden. Die gerechneten Ausbiegungen werden heute meist mit Windwiderstandsbeiwerten ermittelt, die im Windkanal bei stetiger Strömung gemessen worden waren. Diese sind nicht

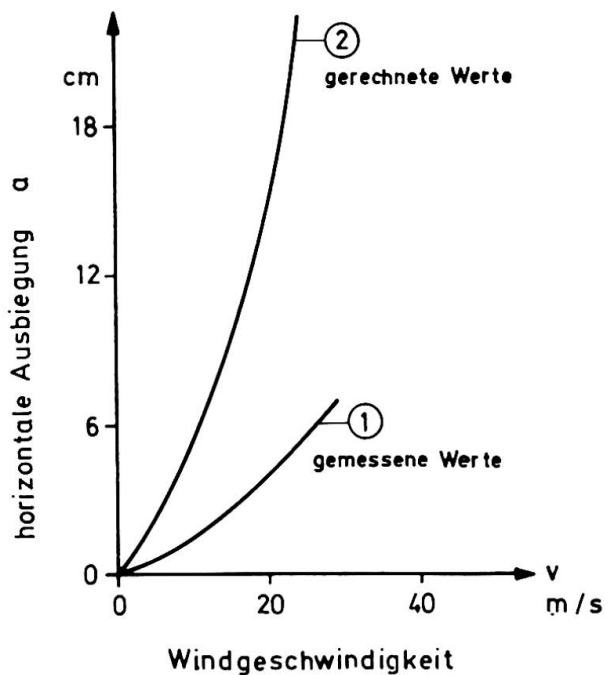


Fig. 1
Horizontale Ausbiegung an 180 m hohem Hochhaus

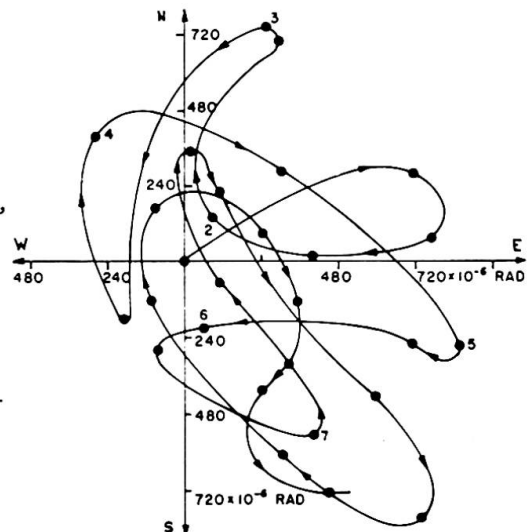


Fig. 2
Bewegungsbahn der Spitze eines 180 m hohen Hochhauses bei Sturm (aus (3))

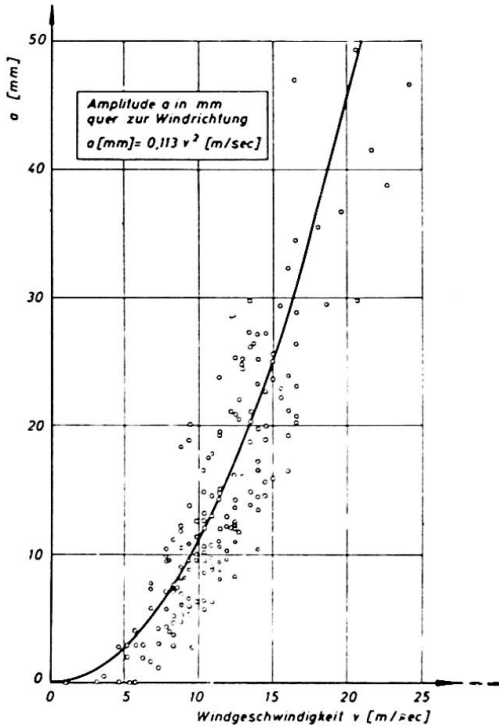


Fig. 3

Gemessene Schwingungen quer zur Windrichtung am Stuttgarter Fernsehturm (nach (2))

ohne weiteres richtig. Bei turmartigen Bauten mit kreisförmigem Querschnitt spielt bekanntlich die vom absoluten Maß des Durchmessers d abhängige Reynoldszahl $Re = \frac{v \cdot d}{\nu}$ eine erhebliche Rolle. Die c_w -Werte von Kreiszyklindern fallen je nach der Rauigkeit der Zylinderoberfläche im Bereich von $Re = 10^5$ bis $Re = 4 \cdot 10^5$ für sehr hohe Zylinder von rund $c_w = 1,0$ bis auf $c_w \approx 0,4$ ab (Fig. 4). Sie steigen allerdings mit weiter zunehmender Reynoldszahl wieder an und zwar bis rd. 0,7. Die Abmessungen unserer Bauwerke liegen meist so, daß die Reynoldszahl zwischen 10^6 und 10^8 ist, so daß man sich bei den Bauwerken in diesem überkritischen Bereich befindet. Der plötzliche Abfall des c_w -Wertes ist auf eine von der Rauigkeit der Zylinderoberfläche abhängige Veränderung im Verhalten der unmittelbar am Zylinder angreifenden Grenzschicht der Luft zurückzuführen (Grenzschichteffekt) (4).

Dieser Grenzschichteffekt ist wohl an Zylindern untersucht, man weiß jedoch über ihn noch wenig bei den in der Praxis vorkommenden Formen und Oberflächenrauigkeiten turmartiger Bauwerke mit Querschnitten, die vom Kreis abweichen. Jedenfalls besteht die Möglichkeit, daß die tatsächlichen Windwiderstandsbeiwerte erheblich kleiner sind als wir sie im Windkanal im unterkritischen Bereich ermitteln. Die meisten Windkanäle erlauben bei den kleinen Modellabmessungen nicht, den überkritischen Bereich einzustellen.

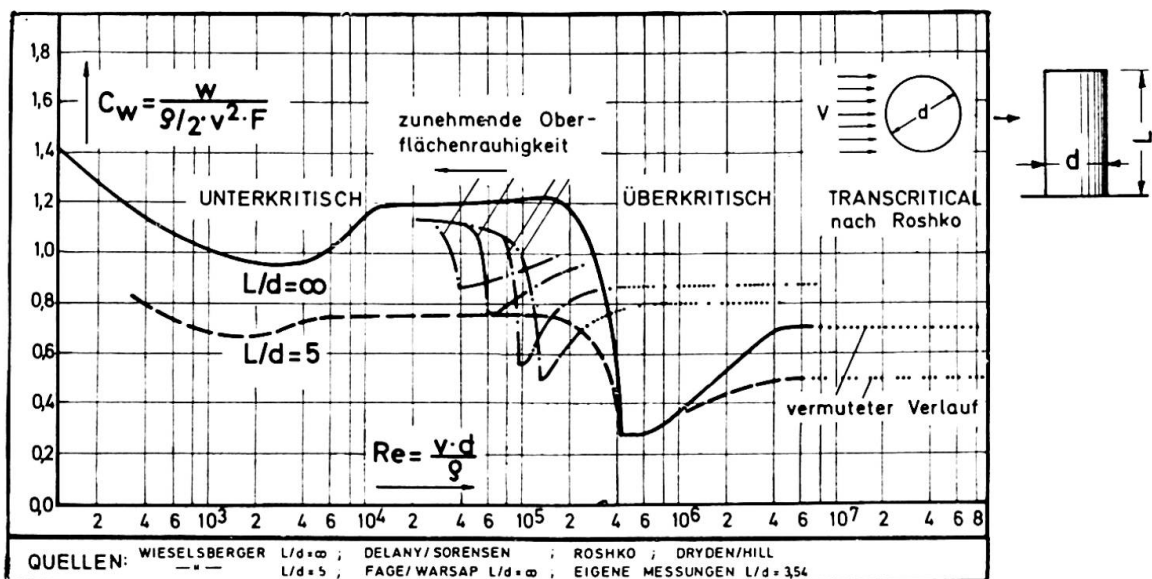


Fig. 4

Windwiderstandsbeiwert c_w von Kreiszyklindern abhängig von der Reynoldszahl Re für verschiedene Verhältnisse L zu Durchmesser d

Die zweite Ursache ist darin zu sehen, daß wir nach den derzeitigen Vorschriften der meisten Länder noch weitgehend die Schnittkräfte für die Tragfähigkeit gegen Wind quasi-statisch ermitteln, indem wir den Staudruck für Windgeschwindigkeiten ansetzen, die der Geschwindigkeit von Spitzenböen entsprechen. Damit errechnen wir viel zu hohe Windlasten. Unsere Bauwerke, auch wenn sie bis zu 500 m hoch sind, befinden sich im erdnahen Bereich der Windströmungen, wo diese im allgemeinen sehr turbulent sind. In diesem Bereich wirken die hohen Windgeschwindigkeiten meist nur über kurze Zeitspannen von wenigen Sekunden. Betrachtet man die Windstruktur, d.h. den Verlauf der Windgeschwindigkeiten mit der Zeit (Fig.5),

so findet man, daß bei schweren Stürmen in Höhen über 100 m über Gelände nur etwa 40 bis 60 % der maximalen Windgeschwindigkeit über längere Zeitspannen wirkt, während die Spitzengeschwindigkeiten nur in Form von zackigen Böen in unterschiedlichem Abstand und mit unterschiedlicher Entfaltungszeit, die ein Maß für die Windbeschleunigung gibt, auftreten. Das hier gezeigte Bild einer Windstruktur wurde in 100 m Höhe über Gelände auf einem Turm, der auf dem Gipfel eines deutschen Mittelgebirges steht, gemessen, also bereits in beachtlicher Höhe über der rauhen Erdoberfläche. In niedrigerer Höhe ist die Grundgeschwindigkeit im Verhältnis zur zusätzlichen Böengeschwindigkeit niedriger, was deutlich aus dem Vergleich der Windmessungen in Fig.5a hervorgeht, die in Montsouris 26 m über Grund, am Eiffelturm in 317 m Höhe gemessen wurden (5).

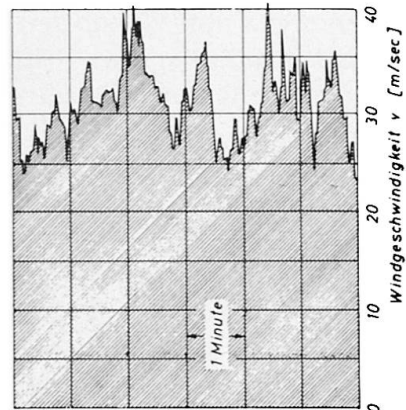


Fig. 5
Verlauf der Windgeschwindigkeiten der Böen bei einem Sturm, gemessen in 100 m Höhe über einem 1016 m hohen Berg (nach Staiger)

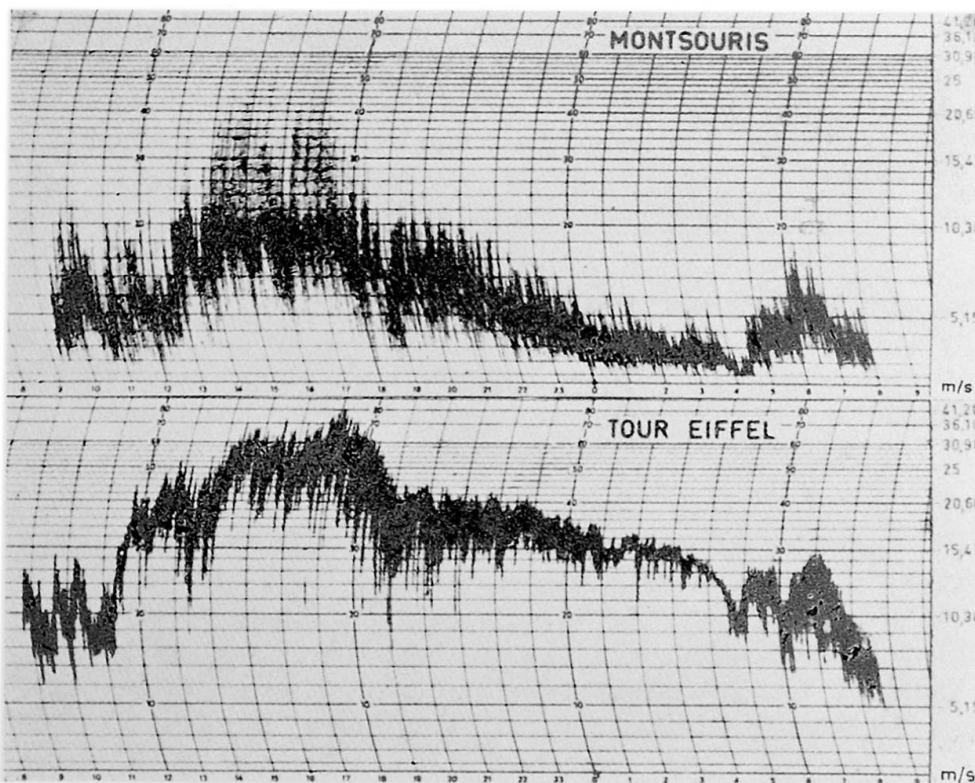


Fig. 5 a
Unterschied der Größe der Grundgeschwindigkeit unter den Böen bei Windmessungen in verschiedenen Höhen über Gelände, Montsouris 26 m, Eiffelturm 317 m

In sehr großer Höhe nimmt die Turbulenz ab, doch kommt man erst in Höhen von 500 bis 800 m, je nach Wetterlage in noch größeren Höhen, in einigermaßen stetige Windströmungen. Die Tatsache, daß die maximalen Windgeschwindigkeiten mit der Höhe über dem Boden nach einer Exponentialfunktion zunehmen, deren Exponent von der Oberflächenrauigkeit des Geländes abhängig ist, sei in Erinnerung gerufen. C.W. Newberry berichtet in (14), daß die Windbeiwerte c_w infolge des Gradienten abnehmen.

Offensichtlich wirken diese Spitzenböen nur so kurze Zeit, daß große Bauwerke die von der Bö übertragene Energie verzehren, bevor sie eine Ausbiegung erreichen, die entstehen würde, wenn die maximale Böengeschwindigkeit über einen längeren Zeitraum stetig wirken würde. Dieses Verzehren der Stoßenergie von Windböen geht so weit, daß es beim Stuttgarter Fernsehturm selbst bei schwersten Stürmen nicht möglich war, am Fundament noch den Einfluß von Böen festzustellen.

Man muß die Möglichkeit betrachten, daß eine folgende Bö zeitlich im Abstand der n -fachen Eigenschwingungsdauer des Bauwerkes, also in Phase, angreift und dadurch die Ausbiegung trotz der kurzen Einwirkungszeit vergrößert. Wenn man jedoch gemessene Windstrukturen betrachtet, dann findet man, daß Spitzenböen zwar manchmal zwei bis drei niedrige Zacken in kurzem Abstand von 4 bis 6 s haben, was als eine Bö von entsprechender Dauer gelten kann, daß jedoch die Zeitabstände solcher Spitzenböen sehr unregelmäßig und meist größer als 60 Sekunden sind, so daß das Einwirken einer zweiten oder dritten starken Bö in Phase äußerst unwahrscheinlich ist und daher nur bei sehr niedriger Frequenz, d.h. bei einer Schwingungsdauer von mehr als 10 bis 12 Sekunden, vielleicht zu berücksichtigen wäre.

Schließlich ist auch zu beachten, daß die Spitzenböen sowohl der Breite als der Höhe nach eine nur begrenzte Ausdehnung haben, über die man noch wenig weiß. Beobachtungen von Sturmschäden in Wäldern lassen vermuten, daß diese Ausdehnungen der Breite nach oftmals nur zwischen 30 und 100 m liegen, der Höhe nach mag sie noch geringer sein (bezogen auf Spitzengeschwindigkeit). Bei Bauwerken mit Höhen von mehr als 100 m wird man daher für den Angriff einer Spitzenbö sich auf eine Teilhöhe beschränken können.

2.3 Die Notwendigkeit verbesserter Grundlagen für Schwingungsuntersuchungen.

Diese Erscheinungen müssen uns veranlassen, schlanke hohe Bauwerke in Zukunft nicht mehr quasi-statisch, sondern dynamisch, also mit Hilfe einer Schwingungsuntersuchung, gegen Windangriffe zu bemessen, wie dies in der Praxis bei Fernmeldetürmen und Schornsteinen in der Regel schon geschieht.

J. Schlaich hat in (6) entsprechende Schwingungsüberlegungen für Windstöße auf hohe Bauwerke angestellt und dabei einen Weg für die Ermittlung dynamischer Beiwerte zur Berücksichtigung der Stoß- und Wiederholungswirkung von Böen aufgezeigt. Die Beiwerte sind jedoch noch hoch im Vergleich zu den tatsächlich beobachteten Schwingungsamplituden, was auf eine noch zu ungünstige Annahme der Böenstruktur und auf eine Überschätzung der durch eine kurzzeitige Bö abgegebene Energie zurückzuführen sein wird.

Es ist zweifellos noch manche Arbeit notwendig, bis wirklichkeitsnahe Grundlagen für die Berechnung der Windwirkungen und für eine entsprechende Änderung der Vorschriften geschaffen sein werden, die die tatsächliche Sicherheit gegen Windkräfte den sonst üblichen Sicherheitswerten anpassen.

Solche Grundlagen müßten durch Auswertung zahlreicher Beobachtungen von Windstrukturen angeben, mit welcher Geschwindigkeit der Grundströmung zu rechnen ist und mit welcher Art und zeitlichen Folge der Spitzenböen, wobei die Böenentfaltungszeit und die maximale Wirkungsdauer der Spitzengeschwindigkeit vielleicht aufgrund einer 50-Jahreshäufigkeit festgelegt werden müßten. Für den wahrscheinlichen Abstand von Spitzenböen müßte man vielleicht einen Bereich durch zwei Grenzwerte angeben. Die Wirkung von großen Wirbelstürmen (Orkane, Taifune) wird wohl wie bisher nur in den davon häufig betroffenen Gebieten in solche Regeln eingeschlossen werden müssen.

Die Messungen von Windstrukturen müssen in einer für diesen Zweck geeigneten Weise durchgeführt werden. Die normalen Aufschriebe von Wetterstationen beruhen in der Regel auf Messungen der Windgeschwindigkeit in 10 m Höhe über dem Boden mit Anemometern, die eine gewisse Trägheit aufweisen und daher weder die Windbeschleunigung noch die Spitzengeschwindigkeit zuverlässig angeben. Ein trägheitsfreies Winddruckmeßgerät hat W. Neuerburg, Esslingen, entwickelt (7). Die Messungen müssen auch in unterschiedlicher Höhe über dem Boden möglichst bis auf Höhen von 300 m in Abständen von 50 m durchgeführt werden, um über den Verlauf der Böen der Höhe nach Aussagen zu erhalten. Die heutigen elektronischen Schreibgeräte erlauben eine synchrone Darstellung der Messungen in unterschiedlichen Höhen.

Schwierig ist es, die Bewegungen der turmartigen Bauwerke synchron zu dem Verlauf der Windgeschwindigkeiten aufzuzeichnen, wobei die niedrige Frequenz hoher Bauwerke und das Schwingen auf ganz zufälligen Bahnen in unterschiedlichen Richtungen erschwerend wirken. Wiss und Curth (3) beschreiben ihre Entwicklung geeigneter Meßgeräte, die sie an dem Chicagoer Hochhaus benützt haben. Es wäre erwünscht, die Erfahrungen mit solchen Meß- und Aufzeichnungsgeräten und mit den Auswertungen auszutauschen, um rascher zu den nötigen Daten zu kommen.

Im Hinblick auf die Lücken unseres Wissens auf diesem Gebiet ist es zu begrüßen, daß durch die Initiative von C. Scruton (National Physical Laboratory Teddington bei London) wissenschaftliche Tagungen über die Wirkungen des Windes auf Bauwerke abgehalten werden. (1. Internationale Konferenz über Windwirkungen auf Bauwerke in London, 1963, 3. Konferenz geplant in Tokio, September 1971). Auf die Arbeiten von Davenport, Jenssen, Leutheusser und Vellozzi wird verwiesen. (20, 21 u. 22).

Für eine Schwingungsuntersuchung muß die Dämpfung des Bauwerkes einschließlich seiner Gründung bekannt sein. Wir wissen, daß die Dämpfung bei geschweißten Stahltürmen mit Rohrquerschnitt so niedrig ist (logarithmisches Dekrement der Dämpfung unter 0,01), daß an solchen Türmen die Wirbelablösung leicht zu gefährlichen Resonanzschwingungen führen kann, die schon an mehreren solchen Bauten zu schweren Schäden geführt haben. Als Vorrichtung zur Störung der Wirbelstraßen sind vor allem die von C. Scruton entwickelten wendelartigen Rippen bekannt geworden, die bei stählernen Schornsteinen mit Erfolg angewandt werden. Aber auch bei rechteckigen

Querschnitten neigen Stahltürme zu solchen Resonanzschwingungen, wie sie am Pylon der großen Hängebrücke über den Firth of Forth während der Montage festgestellt wurden und durch große Dämpfer beseitigt werden mußten, bevor der Bau der Brücke fortgesetzt werden konnte. Durch aerodynamische Windkanalversuche kann man die Neigung zu solchen Schwingungen im voraus feststellen, da sie meist schon durch stetigen Wind mit mäßiger Geschwindigkeit angefacht werden. Die Sicherheit gegen Schwingungserregung durch Böen mit höherer Geschwindigkeit läßt sich jedoch bisher noch schlecht experimentell feststellen.

Bei Türmen aus Stahlbeton oder Spannbeton wurde bisher noch kein Aufschaukeln der Windschwingungen zu bedenklichen Amplituden festgestellt, obwohl natürlich diese Türme im Wind ebenfalls schwingen. Diese Tatsache ist bemerkenswert, zudem bereits äußerst schlanke Türme gebaut worden sind (Stuttgarter Fernsehturm, Polizeifunkturm Aufhausen, Moskauer Fernsehturm). Das bessere Verhalten dieser Türme muß weitgehend auf die höhere, innere Dämpfung des Betons zurückgeführt werden. Beim Stuttgarter Turm wurde durch einen Ausschwingversuch das logarithmische Dekrement der Dämpfung zu 0,04 ermittelt. Der Beton dieses Turmschaftes hat Festigkeiten von $\beta_w = 600 \text{ kg/cm}^2$, bei niedrigerer Betonfestigkeit wächst der Dämpfungsbeiwert, so hat C. Scruton an Betonschornsteinen in England Dämpfungsbeiwerte von 0,05 bis 0,06 gemessen. Man darf annehmen, daß der Dämpfungsbeiwert mit dem Beanspruchungsgrad zunimmt, vor allem, wenn man in den Zustand II (gerissene Zugzonen) übergeht. Leider liegen bisher hierüber nur wenige Messungen an Bauwerken vor und auch die Laboruntersuchungen sind nicht zahlreich (2).

Man darf annehmen, daß der Dämpfungsbeiwert bei turmartigen Hochbauten mit Geschoßen und Vorhängefassaden noch wesentlich höher liegt als bei nackten Stahlbetontürmen. Im Hinblick auf die Bedeutung des Dämpfungsbeiwertes für die aerodynamische Stabilität hoher Bauwerke wäre es dringend erwünscht, daß weitere Messungen durchgeführt werden.

Was die Sicherheit gegen Ermüdung der Baustoffe bei Windschwingungen anbelangt, so ist zu beachten, daß hohe Windbeanspruchungen selten vorkommen. Die Maximalwerte werden in Mitteleuropa durchschnittlich nur alle 10 Jahre einmal erreicht, 70 % der Maximalwerte nur ein- bis dreimal jährlich, wobei man während eines solchen Sturmes mit nur 10 bis 20 Spitzenböen zu rechnen hat. Demnach bleibt die Zahl der hohen Windbeanspruchungen auch bei 100 Jahren Lebensdauer wo niedrig, daß die statische Traglast der Bemessung zugrunde gelegt werden kann, also keine Abminderung der Festigkeit der Baustoffe infolge millionenfachen Lastwechsels nötig ist.

2.4 Örtliche Windangriffe

Die Größe der örtlichen Windangriffe in Form von Windlastspitzen, die nur an kleinen Teilflächen z. B. entlang von Kanten und Ecken wirken, wurde lange unterschätzt. Es waren vor allem kanadische Untersuchungen und Beobachtungen bei Sturmschäden in England, die zeigten, daß z. B. bei diagonalem Anblasen von Hochhäusern an den oberen Ecken Sogkraftspitzen bis zum 6- bzw. 8-fachen Staudruck auftreten. Solche Werte erklären, weshalb manche vermeintlich gut verankerte Flachdachdeckung schon vom Wind hochge-

rissen wurde. Auch die durch benachbarte Gebäude oder Berge mögliche Düsenwirkung kann zu ungewöhnlich hohen örtlichen Windangriffen führen und muß beachtet werden. Dies trat bei den verhältnismäßig dicht nebeneinander stehenden Ferry bridge-Kühltürmen in England drastisch in Erscheinung. Für die Bemessung einzelner Bauteile gegen Windangriff muß man sich daher stets überlegen, ob diese nicht solchen Windlastspitzen ausgesetzt sein können.

3. Das Verhalten der hohen Bauwerke bei Temperatureinwirkung

Alle turmartigen Bauwerke sind den Einflüssen der Sonnenbestrahlung besonders stark ausgesetzt und Messungen haben wiederholt ergeben, daß die Verformungen durch Sonnenbestrahlung bei schlanken, nackten Türmen sogar größer sein können als die Verformungen bei Wind. Die Wand eines Betonturmschaftes kann im Sommer an einem windstillen Tag auf der Sonnenseite 60 bis 70 °C warm werden, während die der Sonne abgelegene Seite infolge der schlechten Wärmeleitfähigkeit des Betons eine Temperatur von 20 bis 25 °C aufweisen kann. Die Folge ist eine Ausbiegung der Turmachse infolge der Verlängerung des Betons auf der angestrahlten Seite. Durch die Drehung der Erde beschreibt dann der Turmkopf im Laufe von 24 Stunden eine etwa elliptische Bahn. Diese Bewegungen müssen vor allem beim Einbau von Aufzügen beachtet werden, weil man nicht in der Lage ist, durch das übliche Lot eine Bezugsachse für das Einmessen der Schienen herzustellen. Am besten führt man alle erforderlichen Messungen nach dem Temperaturengleich durch die Nacht vor Sonnenaufgang durch, wie dies auch beim Bau von Großbrücken üblich ist.

Die Temperaturbewegungen sind natürlich geringer, wenn bei Hochhäusern das turmartige Kerntragwerk durch Räume und vorgehängte Fassaden gegen die direkte Sonnenbestrahlung geschützt ist. Wenn jedoch die äußeren Stützen solcher Räume Sonnenbestrahlung erhalten können, dann stellen sich trotz etwaiger Wärmedämmung Verlängerungen der Fassadenstützen ein, die je nach der Steifigkeit der Deckenanschlüsse auch eine Ausbiegung des Kerns zur Folge haben können, wie sie am Hochhaus in Chicago (3) beobachtet wurden. Jedenfalls hat sich der Ingenieur mit den Verformungen hoher schlanker Bauwerke durch Temperaturänderungen insbesondere durch Sonnenbestrahlung zu beschäftigen.

Die Temperaturunterschiede im Querschnitt führen natürlich zu Eigenspannungen, die je nach der Biegesteifigkeit der Turmwandungen beachtliche Werte annehmen können. Die entsprechenden Wandbiegemomente sind jedoch als Zwängungsmomente zu betrachten, die abgebaut werden, sobald in den auf Zug beanspruchten Zonen des Betons Risse entstehen. Der Verfasser hat solche Risse bei den Turmschäften der von ihm entworfenen Fernsehürme meist in Kauf genommen und die Turmschäfte auf große Bereiche nur einseitig außen bewehrt. Die Standsicherheit solcher Turmschäfte wird dadurch nicht beeinträchtigt. Wenn jedoch sichtbare Risse verhütet werden sollen, dann muß die Bewehrung im Hinblick auf die Beschränkung der Rißbreiten und nicht für die Aufnahme von Zwängungs-Zugkräften aus den für Zustand I errechneten Zugspannungen bemessen werden. Hierzu wird auf die Arbeit von H. Falkner verwiesen (8).

4. Fernmeldetürme

Für das Fernmeldewesen haben die Betontürme eine große Bedeutung erlangt, insbesondere nachdem durch den Bau des Stuttgarter Fernsehturmes 1954 - 55 gezeigt wurde, daß Betriebsgeschoße in großer Höhe auf schlanken Turmschäften möglich sind und dennoch die Neigungswechsel der Antennen bei Sturm weit unter den Werten bleiben, die aus fernmeldetechnischen Gründen gefordert werden. Die Betontürme lassen sich dabei auch formschön gestalten und brauchen bei einwandfreier konstruktiver Durchbildung und guter Qualität des Betons fast keine Unterhaltung. Es ist daher verständlich, daß Fernmeldetürme in zunehmender Zahl aus Beton errichtet werden (Fig. 6).

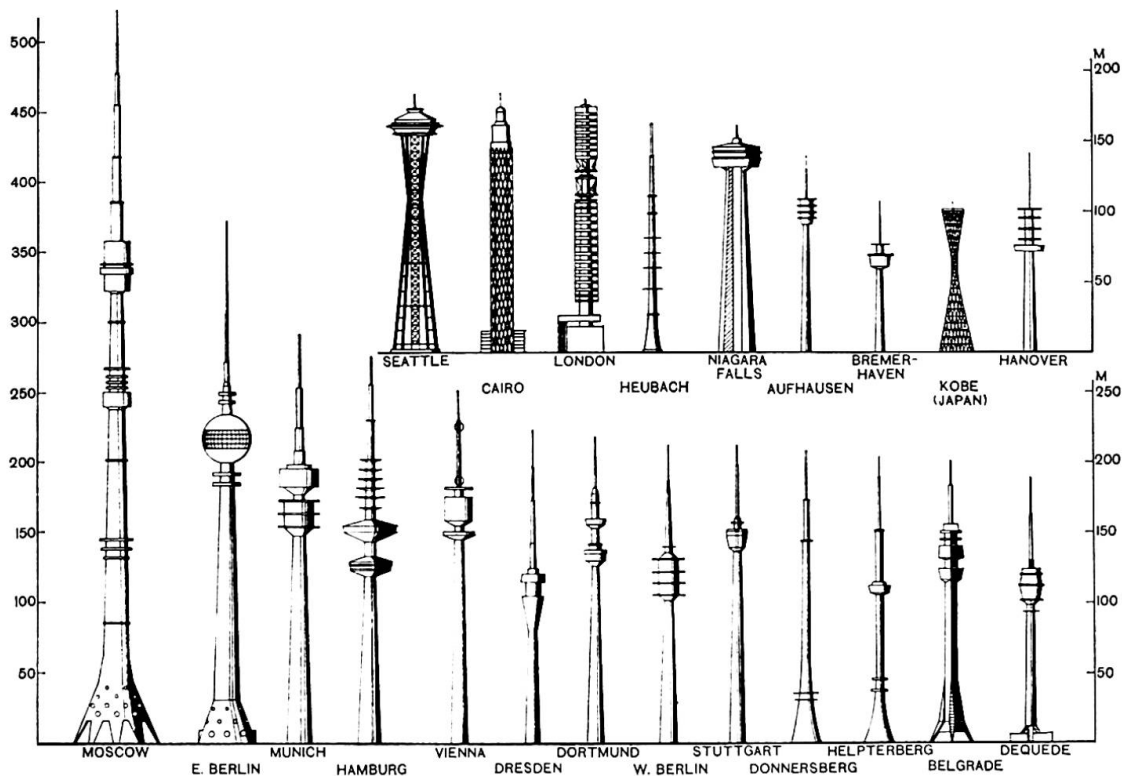


Fig. 6 Eine Auswahl der in den letzten 15 Jahren gebauten Sendetürme

Die Entwicklung ist dabei durch die wachsende Größe der Einrichtungen am Kopf der Türme gekennzeichnet, weil mit dem Übergang zu höheren Frequenzbereichen (6 - 11 GHz) der Richtfunk mehr und mehr forderte, daß die Geräte möglichst nahe an der Antenne stehen müssen, um die Dämpfung der Energie in den Hohlleitern zwischen Gerät und Antenne klein zu halten und um die Zahl der Verbindungsstellen und der damit verbundenen Gefahr von Reflexionen zu vermindern (9). Die Überwachung der Richtfunkgeräte wird außerdem erleichtert, wenn alle zu einem Turm gehörigen Geräte möglichst in einem Betriebsgeschoß aufgestellt werden. Diese Gesichtspunkte veranlaßten den Verfasser schon beim Entwurf des Fernmeldeturmes Hannover (1960) ein Betriebsgeschoß mit 27 m Durchmesser zu planen, beim Fernmeldeturm Hamburg (Fig. 7) hat das Betriebsgeschoß einen Durchmesser von 40 m in einer Höhe von 150 m über dem Boden (12). Bei geplanten weiteren Fernmeldetürmen sind bereits Geschoßdurchmesser von über 50 m in Höhen von 170 bis 180 m über Gelände geplant (10 u. 11).

Die Herstellung solch großer Geschoße auf einem Betonturm ist eine interessante Ingenieuraufgabe, die verschiedenartig gelöst werden kann. Meist befinden sich über den Betriebsgeschoßen mehrere Plattformen zum Aufstellen von Richtfunkantennen und darüber noch Schafteile für die Befestigung von Rundfunk- und Fernsehantennen. Da die Turmschäfte mit Kletter- oder Gleitschalung gebaut werden, ist jede Unterbrechung der Schaftherstellung unerwünscht. Man betoniert daher in der Regel zuerst den gesamten Schaft und baut die Plattformen und Betriebsgeschoße nachträglich an. Um diesen fertigungstechnischen Gesichtspunkten Rechnung zu tragen, hat der Verfasser für den Bau des großen Hamburger Fernmeldeturms für die Plattformen und die Geschoße flache, vorgespannte Schalen entwickelt, die nur in einer kleinen Nut am Schaft aufgelagert werden (Fig. 8 u. 9). Dadurch werden Anschlußbewehrungen und dergleichen vermieden. Diese

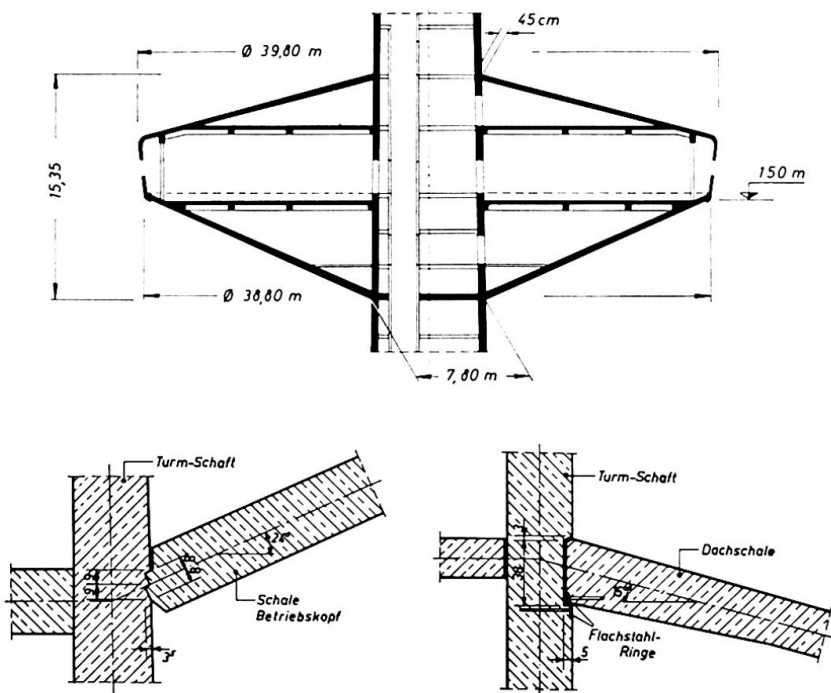
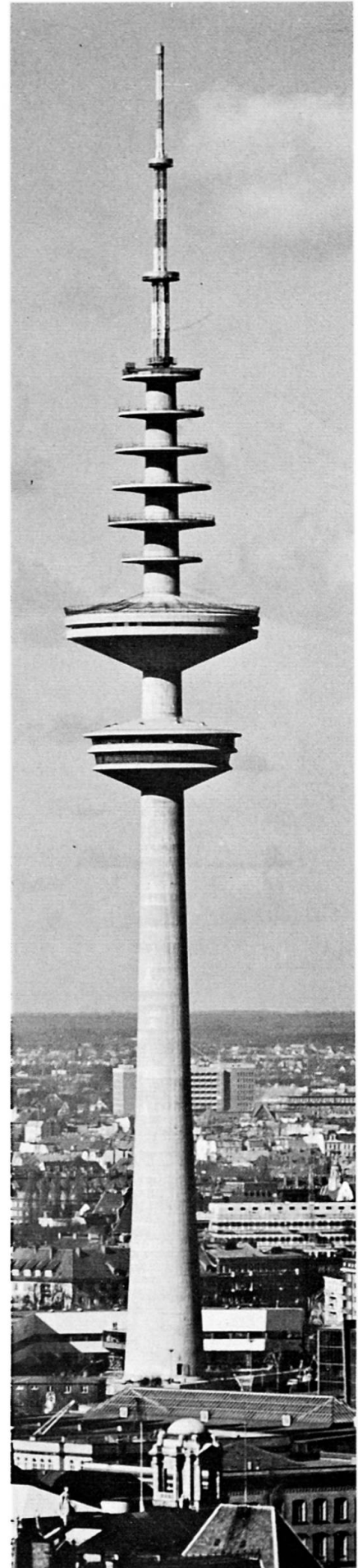


Fig. 8 Schnitt durch die Betriebsgeschoße des Fernmeldeturmes Hamburg und Lagerung der Schalen am Schaft

Fig. 7 Fernmeldeturm Hamburg, 271 m hoch



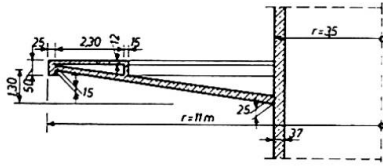


Fig. 9
Antennenplattform als
flache Schale (Turm
Hamburg)

Schalentragwerke haben sich gleichzeitig als sehr wirtschaftlich erwiesen, vor allem wenn mehrere Schalen untereinander mit einer Schalung hergestellt werden, die sich von Geschoß zu Geschoß absenken läßt. Es wurde auch untersucht, solche Plattformen oder Schalen aus Fertigteilen nachträglich an den Turmschaft anzubauen, die Untersuchungen ergaben jedoch eindeutig, daß die Herstellung mit Ortbeton wirtschaftlicher ist, zudem für den Bau des Turmschaftes die Einrichtungen für den Materialtransport ohnehin vorhanden sein müssen.

Wenn nur ein großes Betriebsgeschoß zu errichten ist, dann wird vermutlich eine Kombination von Stahlkonstruktion und Beton günstig sein, wobei gewissermaßen das für die große Ausladung nötige Stahlgerüst für das endgültige Bauwerk mitverwendet wird.

Die deutsche Bundespost hat mehrfach Typentürme entwickelt, bei denen zwei Aufstellebenen für große Richtfunkantennen unmittelbar am Betriebsgeschoß liegen (9). Bei der ersten Reihe dieser Typentürme wurden die

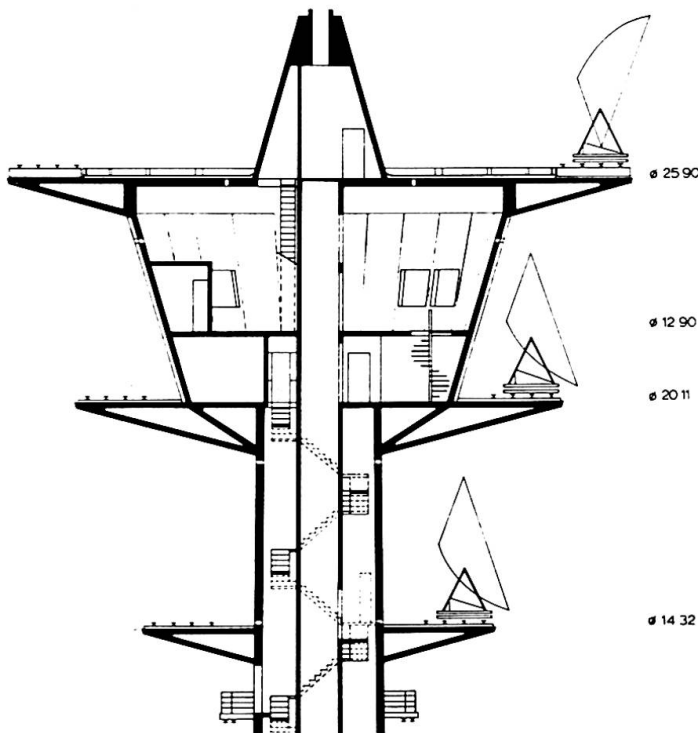


Fig. 10
Typenturm der deutschen Bundespost FMT 4-6
Schnitt durch den Turmkopf (aus (9))

Antennenplattformen mit Kragträgern und Gitterrosten ausgeführt. Bei den neuen Typentürmen wurden durchgehende Stahlbetonplatten gewählt, die billiger sind und weniger Unterhaltung verursachen (Fig. 10).

Für Rundfunk- und Fernsehantennen genügen meist die schlanken Maste allein, wie sie erstmalig für die Fernsehtürme auf dem Ochsenkopf und Donnersberg (Fig. 6) und später auf zahlreichen anderen Bergen errichtet wurden. Diese Maste können sehr schlank und elegant gebaut werden, so daß sie die Landschaft wenig stören, wenn ihr Aussehen nicht durch zu viele und unregelmäßig angeordnete kleine Plattformen

für Richtfunkantennen beeinträchtigt wird (Fig. 11). Hier muß der entwerfende Ingenieur darauf drängen, daß solche Plattformen zusammengefaßt und z. B. mit einem im unteren Turmbereich angeordneten Betriebsgeschoß kombiniert werden, wie dies beim 2. Stuttgarter Fernmeldeturm geschehen ist.

(Fig. 12).

Für den Turmschaft ist die geschlossene Betonröhre mit kreisrundem oder vieleckigem Querschnitt immer wieder das günstigste Bauelement, wenn hohe Lasten und Windmomente zu tragen sind, sie bietet auch die größte Sicherheit gegen Erdbebenkräfte. Die Betonröhre kann schnell und wirtschaftlich mit Gleit- oder Kletterschalung hergestellt werden, wobei der Verfasser der Kletterschalung den Vorzug gibt, nicht nur weil damit eine schönere Betonoberfläche erzielt wird, sondern vor allem, weil man bei Kletterschalung ausreichend Zeit hat, die Bewehrungen, auch örtlich verstärkte Bewehrung oder Anschlußringe für Plattformen, ohne Zeitdruck sauber einzubauen. Dem Schaft sollte man aus ästhetischen Gründen mindestens im unteren Teil stets einen Anlauf geben, am besten in Form einer Parabel.

Die lotrechte Bewehrung des Schaftes dient hauptsächlich der Sicherheit, sie wird unter Gebrauchslast selbst bei starkem Sturm in den meisten Fällen kaum auf Zug beansprucht. Erst bei der Bemessung für die Bruch-sicherheit ergibt sich die Notwendigkeit, eine kräftige Bewehrung möglichst mit hoher Zugfestigkeit einzubauen, wenn man den Turmschaft schlank entworfen hat und die Windlasten verhältnismäßig großer Geschosse und Plattformen am Kopf zu übertragen sind.

Der Unternehmer ist geneigt, die lotrechten Stäbe in kurzen Längen von z. B. 6 m einzubauen und damit viele Stöße in Kauf zu nehmen. Diese Stöße müssen für Druck und Zug vollwertig ausgebildet sein. Der übliche Übergreifungsstoß hat sich in Versuchen bei dicken Stäben als wenig geeignet gezeigt, weil bei hohem Druck am Stabende durch Spitzendruck Abplatzungen des Betons entstehen, wenn die äußere Querbewehrung nicht eng genug liegt. Deshalb wurden bei den Turmbauten der letzten Jahre die dicken Stäbe mit Gaspreßschweißung stumpf geschweißt oder neuerdings mit einer Preßmuffe gestoßen. Beide Stoßarten lassen sich am Bau mit Handgeräten ausführen, der Preßmuffenstoß hat sich sogar als billiger erwiesen als der Übergreifungsstoß (13). Es ist zudem zweckmäßig, über der Arbeitsbühne zum Betonieren noch eine zweite Arbeitsbühne zum Bewehren und zum Herstellen dieser Stöße vorzusehen, wodurch gleichzeitig der Einbau 9 oder 12 m langer Stäbe ermöglicht wird. Zu den Bewehrungen des Schaftes sind weitere Angaben in (10) und (11) zu finden.

Als Fundament ist die im Schornsteinbau übliche massive Kreisplatte für Türme bis etwa 100 m Höhe geeignet. Für die größeren Türme mit Kopfbauten und entsprechend großen Windmomenten hat sich das Kreisringfundament wegen seiner großen Kernweite bewährt. Dabei kann für Ringfundamente eine wesentlich höhere Bodenpressung zugelassen werden als bei einer Kreisplatte, ohne daß die Setzungen größer werden. Die Schwankungen der Bodenpressung durch Windkräfte werden beim Ringfundament prozentual wesentlich kleiner als bei der Kreisplatte (Fig. 13). Damit wird auch der Einfluß der Baugrundverformung auf die Ausbiegung des Turmes bei Sturm vermindert und die Standsicherheit insgesamt erhöht.

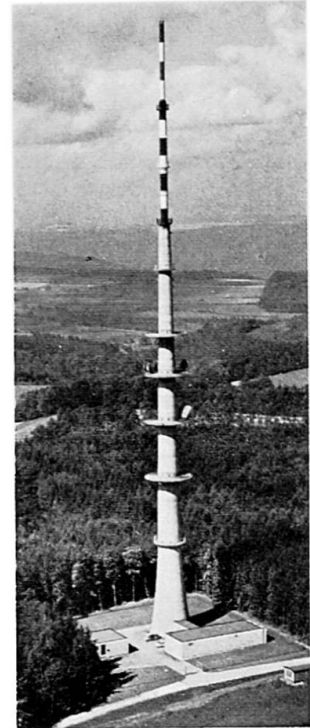


Fig. 11
Fernmeldeturm
Ermingen

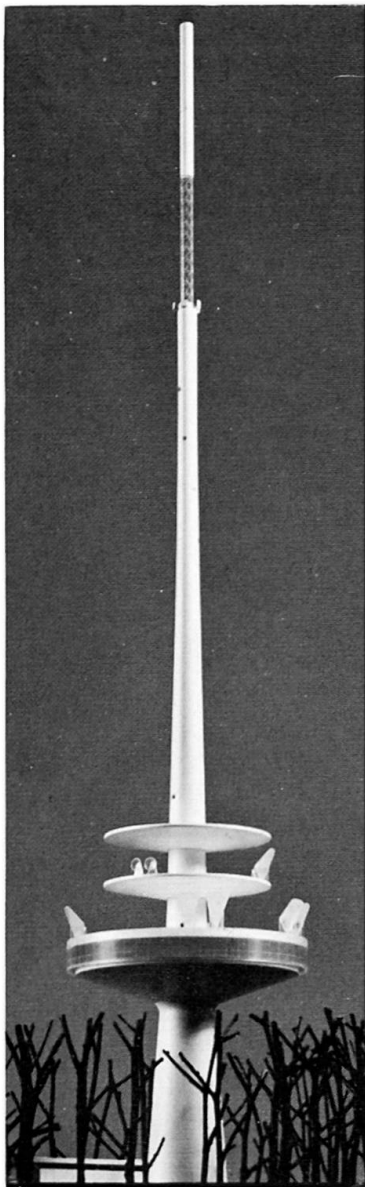


Fig. 12
2. Stuttgarter Fernmeldeturm
Modellphoto

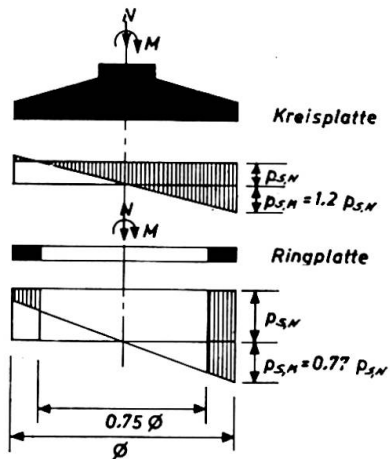


Fig. 13 Vergleich der Bodenpressungen durch Windmomente unter Kreisplatten- und Ringfundamenten

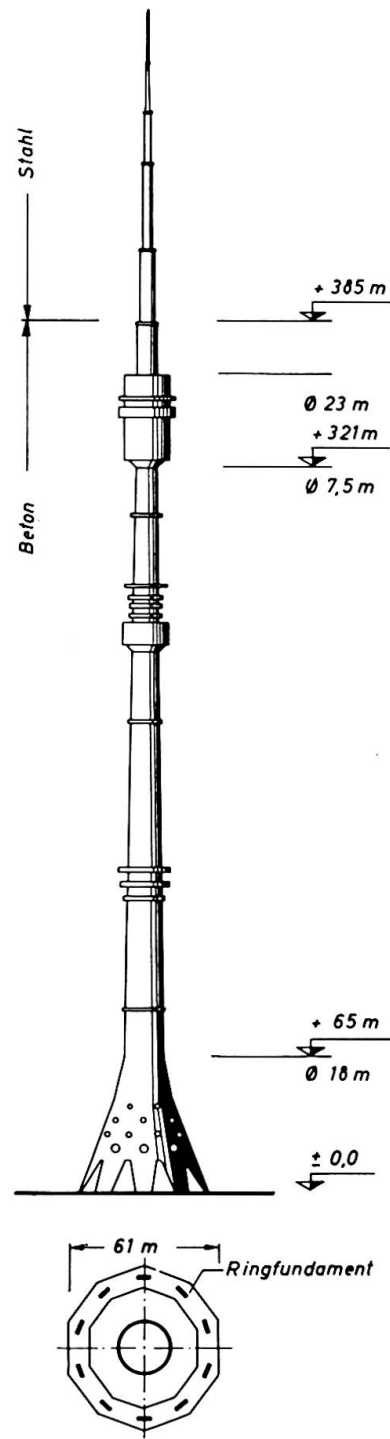


Fig. 14
Fernsehturm Moskau
520 m hoch

Für den Übergang vom Turmschaft zum Ringfundament bietet sich die Kegelstumpfschale an, wie sie schon beim Stuttgarter Fernsehturm 1954 verwendet wurde. Beim Fernsehturm Moskau wurde diese Kegelschale bis 65 m über Gelände hochgezogen und unten mit reizvollen Öffnungen versehen (Fig. 14). Beim Hamburger Turm wurde die Kegelschale unter Gelände angeordnet und für den Angriff von Windmomenten mit einem vertikalen Zylinder, der mit einer horizontalen Ringscheibe an das Fundament angeschlossen ist, ausgesteift (Fig. 15). Die Berechnungen zeigten jedoch, daß dieser vertikale Aussteifungszyylinder nur mit etwa 25 % an der Aufnahme der Windmomente beteiligt ist. Es wird daher billiger, wenn man die Kegelschale selbst dicker macht und sie zusammen mit der horizontalen Kreisplatte am Beginn des Turmschaftes sehr biegesteif ausbildet, wie dies beim Fundament des Fernmeldeturmes Hannover geschehen ist (Fig. 16).

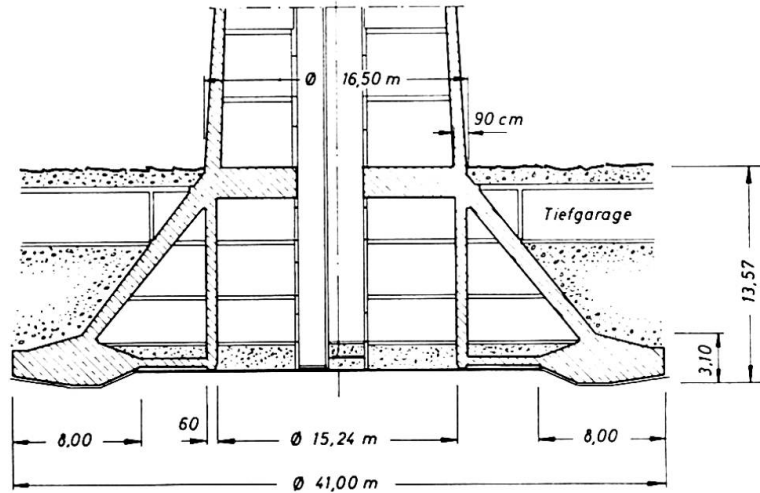


Fig. 15. Fundament des Fernmeldeturmes Hamburg mit Kegelstumpfschale und Zylinder

Die großen Turmfundamente erfordern eine starke Bewehrung, insbesondere zur Aufnahme der Ringzugkräfte. Bei der Größe der Zugkräfte sind Spannglieder einer schlaffen Bewehrung im allgemeinen vorzuziehen und bei deutschen Preisverhältnissen auch wirtschaftlicher. Es hat sich als zweckmäßig erwiesen, die Spannglieder außen am Ringfundament einzubauen. Durch die Vorspannung werden trotz der großen Zugkräfte Risse im Beton verhütet und die Korrosionsgefahr für die Stahleinlagen beseitigt. Birgt der Baugrund keine korrosionsfördernden Medien, dann können auch schlaffe Bewehrungen verwendet werden, wobei für den Stoß der Ringzugstäbe die unter (13) erwähnten Preßmuffen gute Dienste leisten.

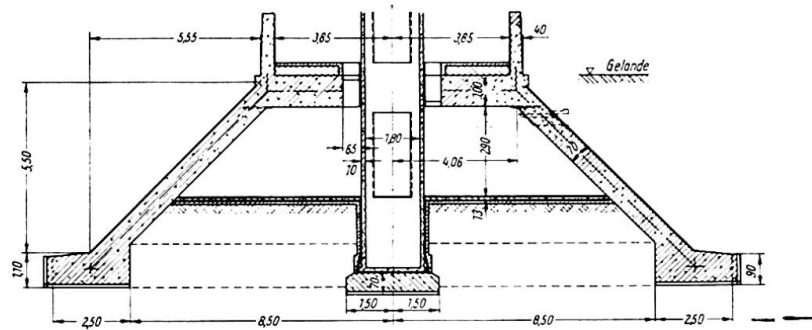


Fig. 16 Fundament des Fernmeldeturmes Hannover nur mit Kegelstumpfschale

Steht der Turm auf Fels, dann genügt es, den Turmschaft über ein kleines Ringfundament mit vorgespannten Felsankern gegen Windkräfte zu sichern, wie dies beim Turm Heubach geschah (Fig. 17). Die Felsanker können auch nur außerhalb des Schaftes angeordnet werden.

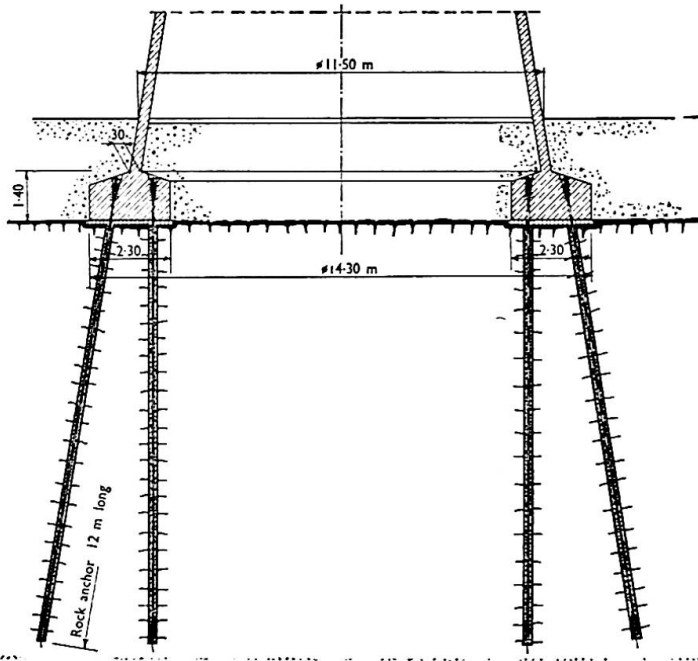


Fig. 17

Gründung des 170 m hohen Fernmeldeturmes Heubach mit vorgespannten Felsankern

Meist müssen auf den Betontürmen oben stählerne Antennenträger befestigt werden, dabei werden Gittermaste bevorzugt, weil sich an ihnen die Montage und Wartung großer Antennen leichter durchführen läßt als an geschlossenen Rohrmasten. Die Befestigung dieser Stahlmaste geschieht am besten, indem man an die vertikalen Stahlprofile eine kräftige Stahlplatte stumpf anschweißt, die mit hochfesten Schrauben auf den Betonsockel aufgepreßt wird. Dabei soll die Pressung so hoch gewählt werden, daß sie durch die 1,1-fache größte Zugkraft des Stahlprofiles noch nicht aufgehoben wird. Man vermeidet so Zugdehnungen in den Ankern und das Öffnen der Mörtelfuge. Die Stahlplatte kann klein gewählt werden, wenn man die bei Teilflächenbelastung möglichen

hohen Pressungen ausnützt und die Betonplatte entsprechend bewehrt. Bei der Herstellung der Betonplatte braucht man nur Rohre einzusetzen, durch die die Ankerschrauben hindurchgesteckt werden (10).

Beim Entwurf und Bau solcher Fernmeldetürme gibt es noch zahlreiche interessante Sonderprobleme, und es wäre erfreulich, wenn über Erfahrungen hierzu auch von anderer Seite zum Kongreß berichtet werden würde. Auf die wertvollen Arbeiten, die auf den Symposien der IASS über turmartige Bauwerke in Bratislava 1966 und in Dresden 1968 vorgelegt wurden, sei hingewiesen (23).

5. Kühltürme

Die zunehmende Größe der Dampfkraftwerke gab Anlaß, die Kühlsysteme wirksamer zu gestalten. Hierfür bot sich das bereits 1914 von den Holländern Itersen und Kuyper erfundene System mit rotationshyperbolischen Kühlerschalen aus Stahlbeton an, die bei ausreichender Höhe mit natürlichem Zug arbeiten. Ihre Leistung nimmt natürlich mit der Höhe des Kühlturmes zu. Ausreichend hohe Naturzugkühltürme erwiesen sich gegenüber den noch vor rd. 15 Jahren vielfach gebauten Zwangskühlern mit Ventilatorzug als wirtschaftlicher und betriebssicherer. So ist es zu verstehen, daß diese Kühltürme immer höher wurden. Die Engländer hatten schon 1938 eine Höhe von 80 m erreicht und bauten 1958 den ersten 100 m hohen Kühlturm. Inzwischen sind in USA, Frankreich, Deutschland u.a.O. zahlreiche solche Kühltürme mit über 100 m Höhe entstanden und Pläne für 160 m Höhe liegen bereits vor. Diese Kühltürme gehören daher zweifellos zu den hohen Bauwerken, jedoch nicht zu den schlanken, weil im Hinblick auf ihre Leistung die Durchmesser der Rotations-Hyperboloidschalen im Mittel etwa halb so groß sind wie die Höhe.

In den Ingenieurkreisen hat der Einsturz von drei hohen Kühltürmen des Kraftwerkes Ferry bridge C in Mittelengland beachtliches Aufsehen erregt und eine intensive Forschung in Gang gesetzt. Auf einen der letzten Berichte hierüber sei hingewiesen (13 a). In Deutschland hat sich insbesondere W. Zerna und seine Mitarbeiter der gründlichen Untersuchung und verfeinerten Entwicklung dieser hohen Kühltürme gewidmet (4). Zerna hat umfangreiche theoretische Ergebnisse mit Modellmessungen verglichen und außerdem hinsichtlich der Windkräfte und Windstabilität auch Messungen an fertigen Kühltürmen durchgeführt (Fig. 18). Auch A. Paduart, Brüssel, hat wertvolle Untersuchungen über die Beul- und Schwingungsstabilität solcher Schalen-Türme durchgeführt (24).

Die neueren Kühltürme sind, was die Wanddicke der Schale anbetrifft, ungewöhnlich kühn. Die Ferry bridge-Türme z.B. hatten bei 114 m Höhe und Durchmessern zwischen 88 und 50 m eine Schalenstärke von nur 12,7 cm. Auch die Kühltürme von W. Zerna weisen bei ähnlichen Abmessungen nur rd. 14 bis 18 cm Schalendicke auf, die Schalen sind jedoch durchweg doppelt gekrümmt, während bei den Ferry bridge-Türmen zwei Drittel der Höhe als Kegelstumpf ausgebildet war. Diese Schalen sind also relativ weit dünner als Eierschalen und dabei Windkräften ausgesetzt, die mit ihrem Wechsel über den Umfang von Winddruck und unterschiedlichem Sog erhebliche Biegemomente und entsprechend Biegeverformungen erzeugen. Solche am oberen Rand offenen Schalen neigen dabei zu dehnungslosen Verformungen, die nur wenig Formänderungsarbeit bedingen und daher bereits von kleinen Kräften verursacht werden können. Aus diesem Grund müssen alle Schalentragwerke, vor allem solche, die nur einfach gekrümmt oder in der zweiten Richtung wenig gekrümmt sind, steife Randglieder erhalten, die diese dehnungslose Verformung unmöglich machen oder erschweren. Die Ferry bridge-Kühltürme hatten kein solches Randglied. Zerna baut am oberen Rand einen außen an der Schale liegenden horizontalen Ring von rd. 1,10 m Breite an (Fig. 19), der für 50 - 60 m ϕ nicht gerade als steif bezeichnet werden kann, aber nach Untersuchungen und Beobachtungen ausreicht, um ein Einbeulen des oberen Randes durch Windkräfte zu verhüten.

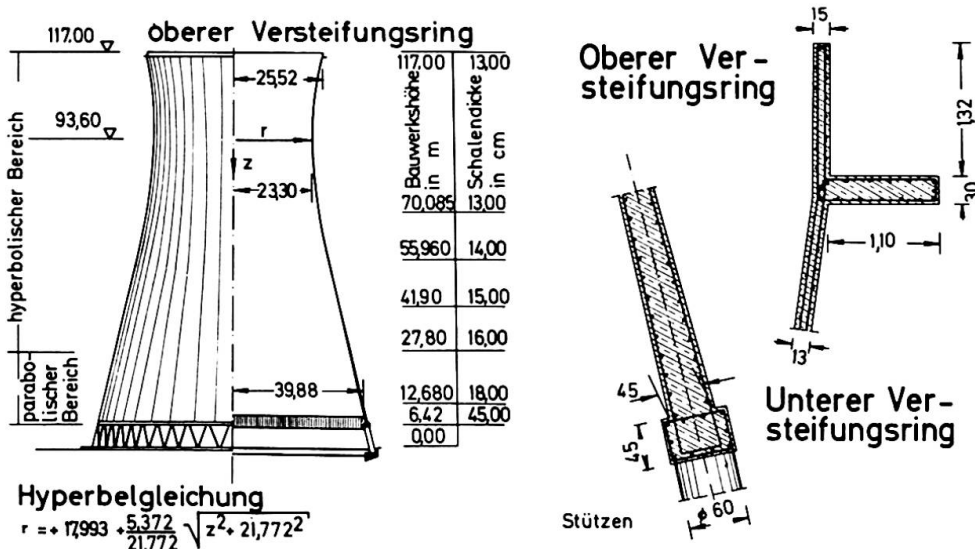


Fig. 19
 Abmessungen des Kühlturmes
 Kraftwerk Niederaussem

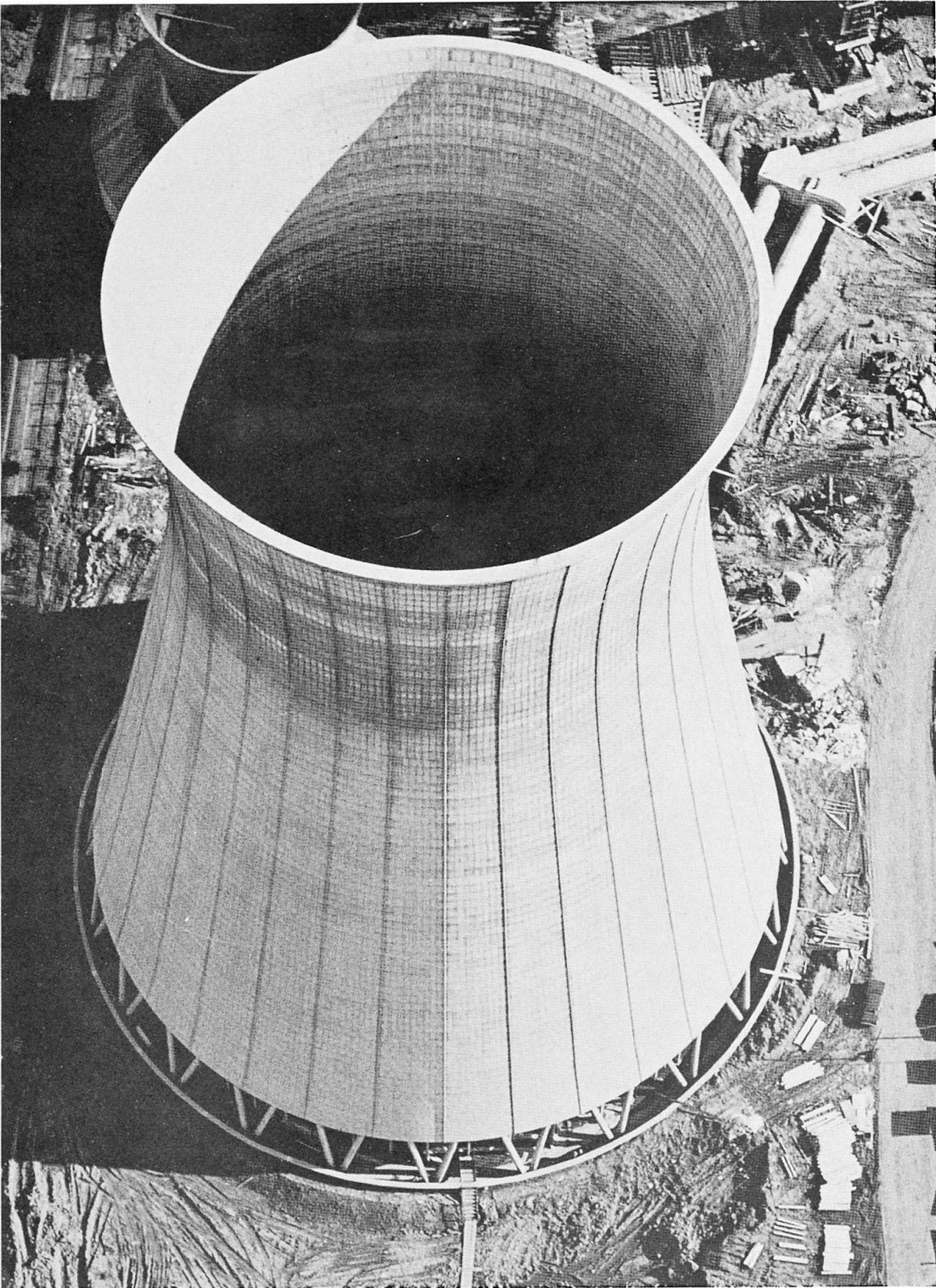


Fig. 18 117 m hoher Naturzugkühlturm des Kraftwerkes
Castrop-Rauxel, oberer \varnothing 51 m
(nach Zerna und Fa. E. Heitkamp GmbH.)

Auch mit der oberen Ringaussteifung bleibt die Stabilität der dünnen Schale gegen winderregte Schwingungen das vordringliche Problem beim Entwurf dieser hohen Kühltürme. Dabei spielt wieder die Erregung durch turbulenten Wind eine besondere Rolle, die im Windkanal kaum untersucht werden kann. Man ist daher auf eine theoretische Eingrenzung und auf Beobachtungen der Bauwerke selbst angewiesen. Nach Untersuchungen von H. Ruscheweyh (in (4)) besteht dabei durchaus eine Gefahr, daß die Eigenfrequenz der Kühlturmschale mit der Wirbelfrequenz zusammenfällt, wenn der Durchmesser der Kühltürme das heutige Maß von rd. 80 m am Fuß überschreitet. Resonanzschwingungen können dabei gefährlich werden. Auf die Arbeit von N.J. Gardner über turbulenten Wind auf Kühltürme (25) sei hingewiesen.

Durch vertikale Betonrippen von nur 1,8 cm Höhe und 8 cm Breite in einem Abstand von etwa $1/36$ des Umfangs wird erreicht, daß die Windsogkräfte quer zur Windrichtung stark abgemindert werden (Fig. 20). Nach Windkanalmessungen fällt der max. Sogbeiwert c_p dadurch von etwa 2,1 bei ganz glattem Turm auf 1,0 ab. Diese Verminderung der Sogkräfte wurde durch Messungen am ausgeführten Bauwerk bestätigt. Diese Wirkung ist für die Größe der Biegemomente der Schale und damit auch für die Windstabilität natürlich von erheblicher Bedeutung.

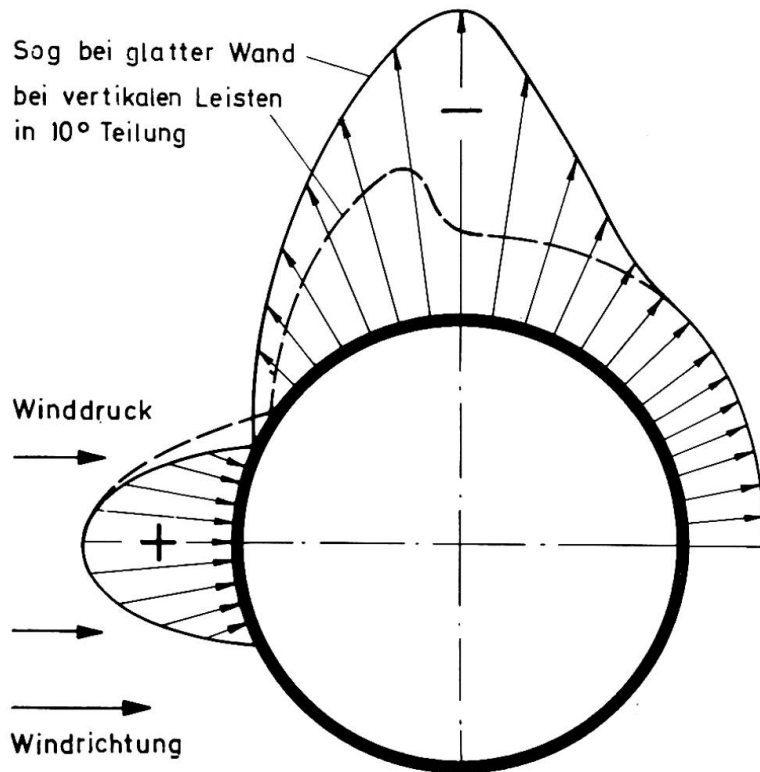


Fig. 20

Der Sog quer zur Windrichtung wird durch vertikale Rippen an der Kühlturmschale abgemindert (nach Rothert in (4))

Daß solche Schalen im Hinblick auf die Biegebeanspruchungen doppelseitig bewehrt werden müssen, sollte wohl selbstverständlich sein. Es ist zu empfehlen, die Bewehrungsnetze aus dünnen Stäben engmaschig auszubilden.

Sollte man in der Entwicklung auf noch größere Höhen und Durchmesser ausgehen, dann wäre wohl eine Aussteifung der Schale mit vertikalen Rippen und wenigen horizontalen Ringen zu empfehlen und würde vermutlich billiger als der Übergang zu doppelwandigen Schalen.

6. Hohe Silos

Einige Bauschäden geben dem Verfasser Anlaß, in diesem Bericht auch auf Erkenntnisse beim Bau von hohen Silos hinzuweisen. Verschiedene Industrien, insbesondere die Zementindustrie, gehen bei den Silobauten auf immer größere Höhen von bereits 60 m und auf Durchmesser von 15 - 30 m. Es sei hier nur bemerkt, daß man bei diesen Größen nicht mehr mit über den Umfang gleichförmig verteiltem Silodruck des Füllgutes rechnen darf und daß insbesondere ein nicht ganz rotationssymmetrischer Abzug des Füllgutes ungleichförmige Beanspruchung zur Folge hat. Beide Erscheinungen machen es notwendig, Silowandungen, die z.B. wegen Temperatureinflüssen dünn gehalten werden, durch Rippen auszusteifen und insbesondere die Silos oben durch eine möglichst starre Scheibe gegen dehnungslose Verformungen, also gegen Unrundwerden, zu sichern.

7. Schornsteine

Die Stahlbetonschornsteine steigen in immer größere Höhen. Etwa 1963 wurde die 200 m-Grenze überschritten, 1967 baute ein polnisches Bauunternehmen in der DDR einen 300 m hohen Schornstein. Auch in USA sind große Schornsteinhöhen verwirklicht worden.

Der monolithische Stahlbeton-Schornstein geht auf Anregungen von E. Mörsch im Jahre 1926 zurück und wurde durch das Patent von Heine für eine Kletterschalung gefördert, die einen täglichen Baufortschritt von 2,5 m erlaubte. Heute werden die meisten Schornsteine mit Gleitschalung gebaut, wobei die tägliche Leistung 5 - 6 m Höhe betragen kann. Um die Temperaturspannungen im Stahlbetonschaft kleinzuhalten, wird heute meist zwischen dem inneren keramischen Futter und dem Schaft eine reichlich bemessene Wärmedämmung eingebaut (Fig. 21). Mit zunehmender Höhe muß auch der Durchmesser der Schornsteine größer werden, während für die Rauchröhre ein auf die Höhe gleichbleibender kleinerer Durchmesser genügt. Dies gab

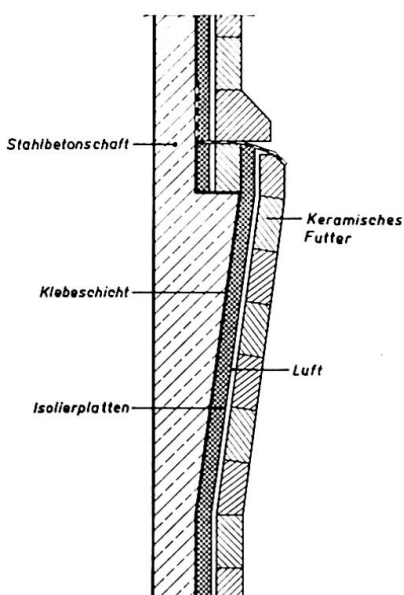


Fig. 21

Wärmedämmung
zwischen Stahl-
betonschaft und
Futter (nach H.Bay)

Bei hohen
Schornsteinen
begehbare
Luft-
raum zwischen
Schaft und iso-
liertem Rauch-
rohr (nach H.Bay)

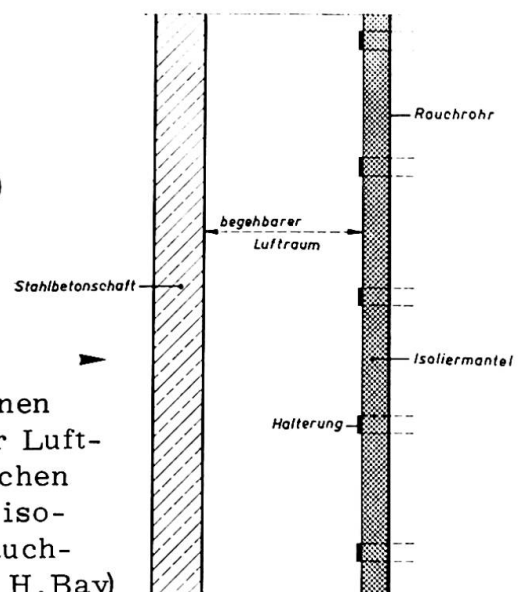


Fig. 22

Veranlassung, zwischen dem Stahlbetonschaft und der Rauchröhre einen begehbaren und belüfteten Luftraum zu lassen, so daß die Temperaturdifferenzen noch kleiner werden (Fig. 22).

Zum Teil werden die Rauchröhren heute aus Stahl hergestellt, so daß der Stahlbetonschaft gewissermaßen nur das Rauchrohr zu halten und zu schützen hat. In einzelnen Schornsteinen sind bis zu drei stählernen Rauchrohre hochgeführt worden. Das oberste Stück der Schornsteine wird heute gerne aus säurefestem Material, meist Keramik oder Edelstahl, hergestellt, weil der Stahlbeton selbst den durch Regen verursachten Rauchgassäuren am Kaminrand nicht standhält.

Für die Gründung der Schornsteine werden meist massive Kreisplatten gewählt, obwohl mit zunehmender Höhe und entsprechend zunehmendem Durchmesser auch hier Ringfundamente wirtschaftlicher und technisch besser werden dürften. In vielen Fällen wird der Schornsteinschaft im unteren Teil zur Einführung der Fuchse aufgelöst. Beim 230 m hohen Schornstein des Kraftwerkes Castrop-Rauxel II steht der Schornstein auf einem dreibeinigen Rahmen (Fig. 23) (15), der die Einführung der Fuchse erleichtert.

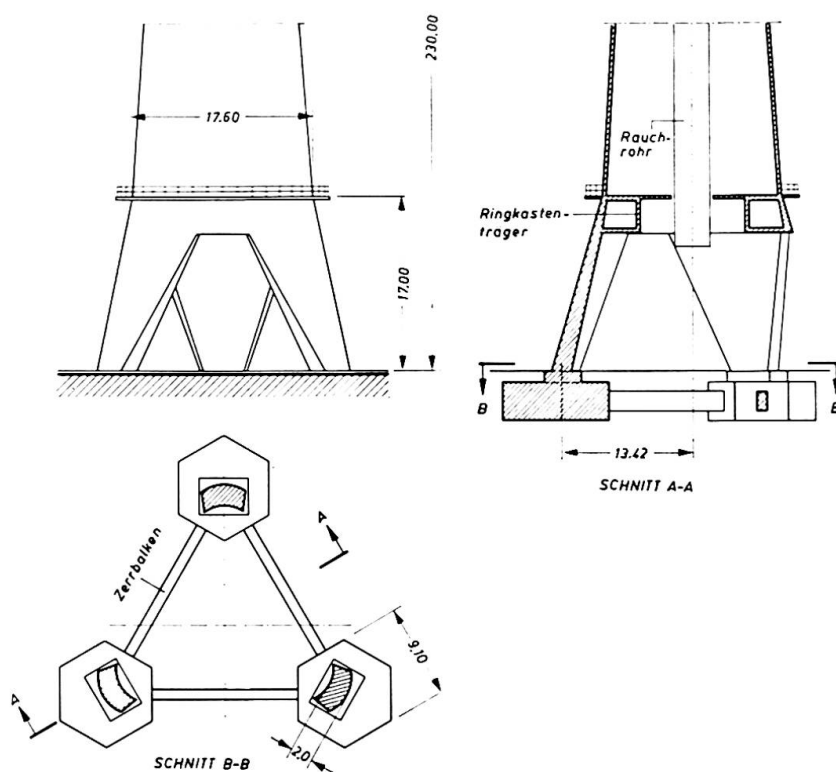


Fig. 23

Dreibeiniger Rahmen als Fundament eines 230 m hohen Schornsteines (nach H. Bay)

8. Schlanke Hochhäuser

Bei schlanken Hochhäusern müßte es eigentlich selbstverständlich sein, die Windkräfte entweder einem Stahlbetonkern mit genügend großem röhrenartigem Querschnitt oder Stahlbetonscheiben zuzuweisen oder die Außenwände selbst fachwerk- oder rahmenartig zu gestalten, damit sie als Scheiben wirken. Jedenfalls müßte heute jedem Ingenieur klar sein, daß Stockwerksrahmen für schlanke Hochhäuser ungeeignet und unwirtschaftlich sind.

Die Verwendung von Stahlbetonkernen bei Hochhäusern begann wohl in Deutschland (BASF-Hochhaus, Ludwigshafen (Fig. 24) und Mannesmann-Hochhaus Düsseldorf) und breitete sich sehr rasch aus. Die Kerne lassen sich leicht aus Aufzugschächten, Treppenhäusern, Installationsschächten und

anderen Nebenräumen wie Toiletten bilden. Die Funktion solcher Räume bedingt allerdings, daß in jedem Stockwerk Türöffnungen vorgesehen werden, doch lassen sich meist die Türstürze genügend hoch ausbilden, so daß die Wandteile zusammenwirken.

Über die Berechnung und Bemessung solcher durchlöcherter Windscheiben und Kerne ist ein umfangreiches Schrifttum entstanden. Die Berechnungsmethoden sind wohl bei H. Beck (16), R. Rosman (17) und M. Stiller (18) am weitesten vorgegangen und ausgereift. H. Beck hat sich vor allem auch mit dem Zusammenwirken unterschiedlich steifer Windscheiben und Kerne mit den Stützen der Geschosse bei horizontalen Kräften beschäftigt.

Die Kerne werden gerne vorweg betoniert, und zwar mit Gleit- oder Kletterschalung, wobei im Kern Kletterkrane für den Materialtransport und für die spätere Montage des übrigen Hochhauses mit hochgenommen werden. Bei der Herstellung solcher Kerne besteht ein Problem stets darin, einerseits die Türaussparungen exakt zu setzen und andererseits die Anschlüsse von Geschosdecken im Kern und von Balken oder Deckenplatten für die Geschosdecken außerhalb des Kernes auf einfachste Weise zu ermöglichen. Die Aussparungen für Türen und andere Öffnungen müssen in genauer Plan-Lage und stabil z.B. an kräftigen Bewehrungsstäben befestigt werden, so daß sie durch den Beton oder die Gleitschalung nicht verschoben werden können. Für Deckenanschlüsse hält der Verfasser das Einbetonieren von kräftigen Stahlblechen, die an den Wandflächen bündig liegen, für zweckmäßig. An ihnen kann der Anschluß von Deckenträgern vorbereitet sein oder später angeschweißt werden.

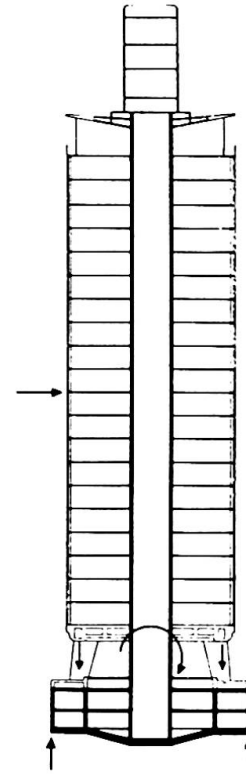


Fig. 24
Schnitt durch das BASF-Hochhaus 1956
Kern im Unterbau eingespannt

Ein eindruckvolles Beispiel eines solchen Hochhauskernes zeigt Fig. 25 für die Standard Bank in Johannesburg, der 158 m hoch mit Gleitschalung hergestellt wurde. Die Decken wurden bei diesem Bauwerk an Spannbetonkragarmen angehängt, deren Spannlieder in drei verschiedenen Höhen im Bild zu sehen sind.

Die Hochhauskerne können mehrteilige Röhren sein oder durch wandartige Windscheiben bei der Aufnahme der Windkräfte unterstützt werden, sie zeigen auch oft recht unterschiedliche Grundrißformen, wie z.B. beim Hochhaus für die neue Börse in London (Fig. 26) Nach dem eindrucksvollen Vorbild der Marina-City-Turmhäuser in Chicago sind wiederholt Wohn- und Bürotürme mit kreisförmigem Grundriß und mit kreisförmiger Kernröhre aus Leichtbeton gebaut worden. Dabei wurden in Sidney am Australia Square 184 m und bei einem Hotel in Rio de Janeiro 165 m Höhe erreicht. Die turm-

artigen Kerne werden meist im Bereich der Untergeschosse über Quer- und Längswände in den Unterbau eingespannt, wobei gerne die Untergeschosse konstruktiv zu liegenden Hohlkasten ausgebildet werden, um unterschiedliche Setzungen zwischen Kern und den übrigen schlanken Stützen des Hochhauses zu vermeiden.

Fig. 25 Stahlbetonkern für das Standard Bank Hochhaus in Johannesburg (Ing. Ove Arup) 1968 (Siemcrete Gleitschalung)

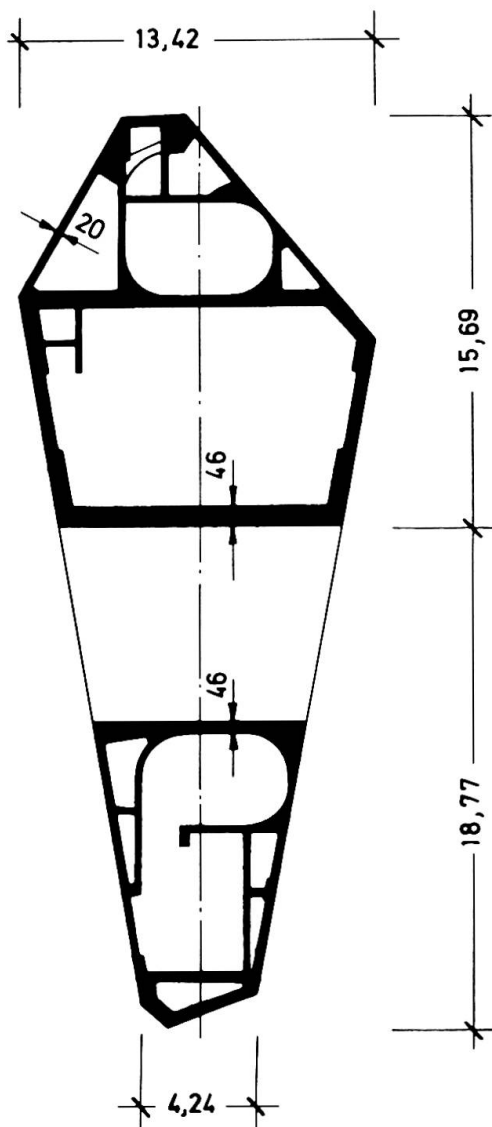
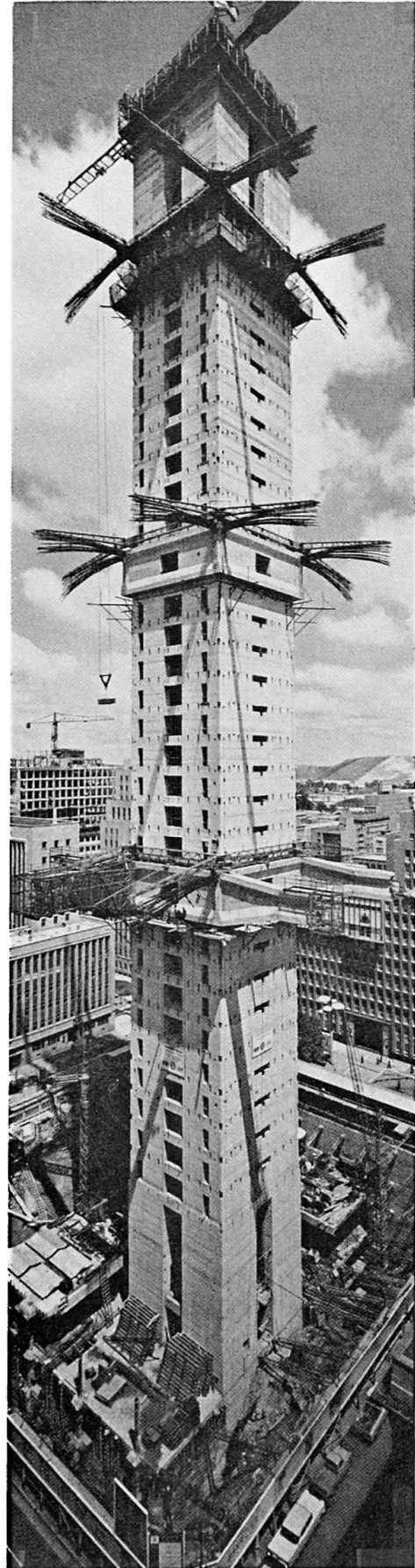


Fig. 26 Grundriß des Kerns für das Hochhaus der neuen Börse in London, Gleithöhe 115 m (Siemcrete-Gleitschalung)



Bei Wohnhochhäusern lassen sich meist die Wohnungstrennwände zu einem Kastensystem verbinden, das geeignet ist, die Windkräfte aufzunehmen. Man kann dadurch im allgemeinen die ganze Tiefe und Länge des Wohngebäudes für die Aufnahme der Windkräfte nützen und braucht so in der Regel nur sehr wenig oder gar keine Stahlbewehrung für die Aufnahme der Windmomente.

Solche Kernwände und Windscheiben müssen in erster Linie horizontal bewehrt werden, da sie in vertikaler Richtung unter den Gebrauchslasten fast stets nur Druckspannungen aufweisen. Die vertikale Bewehrung sollte nur so stark bemessen werden, als dies für die Bruchsicherheit gegen Windkräfte und für die Montage der horizontalen Bewehrung erforderlich ist. Es ist dabei günstig, wenn der Kern durch die Geschoßdecken einen großen Lastanteil erhält, so daß die Resultierende bei Wind möglichst im Kern des Kerns bleibt, also keine lotrechten Zugspannungen bei Gebrauchslasten auftreten.

Bei den Windlasten muß man auch prüfen, wie weit Torsionskräfte im Tragwerk entstehen können, wenn z.B. die Windresultierende nicht durch den Schubmittelpunkt der Scheibensysteme geht. Dabei sollte auch an die Möglichkeit eines ungleichförmigen Windangriffes gedacht werden. Freistehende Windscheiben sind dadurch mehr gefährdet als röhrenartige Hochhauskerne, die große Torsionstragfähigkeit aufweisen.

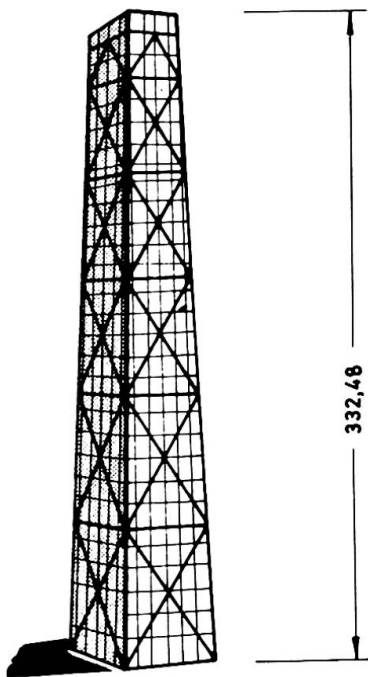


Fig. 27

John Hancock-Center Chicago
in den Außenwänden liegende
Fachwerke gegen Windkräfte

Die Windkräfte werden natürlich dann am wirtschaftlichsten aufgenommen, wenn man den größtmöglichen Röhrenquerschnitt wählt, den man dadurch erreicht, daß die Außenwände eines Hochhauses schubsteif als Röhre ausgebildet werden. Beispiele hierfür finden wir an Hochhäusern aus Stahlskelett in den USA, wo vor allem Fazlur Khan (Skidmore, Owings and Merrill), Chicago, diese Bauart förderte und im John Hancock-Center (320 m hoch) ein großartiges Beispiel verwirklichte. Er verwendete dabei ein Fachwerk mit nur einmal sich kreuzenden Diagonalen, die in der äußeren Fassade sichtbar sind. (Fig. 27)

In ästhetischer Hinsicht befriedigt diese Lösung zwar nicht; ein engmaschiges Netzfachwerk, wie es an dem IBM-Hochhaus in Pittsburgh verwirklicht wurde, sieht besser aus. Die beiden 420 m hohen Türme des World Trade Center in New York haben Außenwände, die man als engmaschige Rahmenscheiben bezeichnen könnte. Interessant ist, daß die vielen Fensteröffnungen zu einem sogenannten "shear lag" führen, daß also die Schubübertragung unvollkommen ist und dadurch die Spannungsverteilung durch Windlasten in den Stielen über die Gebäudewand hinweg nicht geradlinig ist, sondern als Kurve nach den Gebäudenecken zu ansteigt.

Ohne Zweifel lassen sich bei Stahlbetonhochhäusern solche Entwurfsgeanken noch besser verwirklichen als bei Stahlskelett, vor allem wenn man sich wieder darauf besinnt, daß im allgemeinen schon ein Drittel der Wandfläche für die Fenster genügt und dabei sogar Vorteile für den Sonnenschutz und die Klimahaltung im Inneren entstehen. Hochfester Leichtbeton ist dabei wegen seiner guten Wärmedämmung und schlechten Wärmeleitung ein sehr geeigneter Baustoff.

9. Hohe Brückenpfeiler

Für den heutigen Autoverkehr werden tiefe Täler einfach mit einer Brücke überschritten, um dem Verkehr das Durchfahren des Tales zu ersparen. Dadurch müssen mehr und mehr Brücken in großer Höhe über der Talsohle gebaut werden. Man scheut sich dabei nicht mehr, die Fahrbahn 200 m und mehr über dem Tal zu führen, so daß 120 bis 180 m hohe Brückenpfeiler in zunehmender Zahl gebaut werden müssen.

Es besteht kein Zweifel, daß gerade für solche hohen Pfeiler die Stahlbetonröhre mit rechteckigen, vieleckigem oder gar kreisrundem Querschnitt die günstigste Lösung ist, weil diese Hohlprofile die größte Kernweite aufweisen und damit erhebliche Biegemomente ohne nennenswerte Zugbeanspruchungen aufnehmen können. Von offenen Profilen muß man für derartig hohe Pfeiler geradezu abraten. Auch Doppelpfeiler bringen hier im allgemeinen keine Vorteile, weil es wirkungsvoller ist, die zwei Profile zu einem zusammenzuschließen und den Brückenüberbau so auszubilden, daß er innerhalb der Pfeilerbreite aufgelagert werden kann. Hohe Pfeiler müssen besonders sorgfältig gegründet werden, weil ungleiche Setzungen sehr große Bewegungen des Pfeilerkopfes ergeben, die den Überbau gefährden könnten.

Je höher und schlanker die Pfeiler sind, umso mehr muß man ihre Verformungen durch Sonnenbestrahlung und Wind beachten. Es ist dabei in der Regel nicht nötig, die Pfeiler in der Längsrichtung so steif zu machen, daß sie z. B. ein festes Lager für den Brückenbau abgeben, vielmehr kann der Pfeiler in der Längsrichtung durch den Brückenüberbau gehalten werden, wenn dieser an den Widerlagern in geeigneter Form gelagert wird. Quer zur Brücke sollten jedoch auch hohe Pfeiler so steif sein, daß sie mindestens einen großen Teil der auf den Brückenbau wirkenden Windkräfte übernehmen können. Dabei ist stets vorausgesetzt, daß der Überbau über die Brückenlänge fugenlos durchläuft, so daß die Fahrbahntafel einen wirksamen Windträger abgibt. Der fugenlose Überbau ist auch im Hinblick auf Windschwingungen des gesamten Tragwerkes als günstig zu beurteilen, weil dann bei den meist ungleichen Spannweiten Resonanzschwingungen durch Systemdämpfung verhindert werden.

Die Europa-Brücke der Brenner-Autobahn bei Innsbruck hatte als erste solch hohe Brückenpfeiler (146 m). In den italienischen Gebirgen wurden dann einige Talbrücken mit sehr hohen Pfeilern gebaut. Am elegantesten sind die 95 m hohen, achteckigen Pfeiler der Elztalbrücke bei Koblenz (Fig. 28). Für die Autobahnbrücke über das Moseltal bei Winnigen werden 1970 bis zu 126 m hohe Pfeiler für einen 240 m weit gespannten Balken gebaut, der einen rechteckigen Kastenquerschnitt mit den Abmessungen nach Fig. 29 erhält.

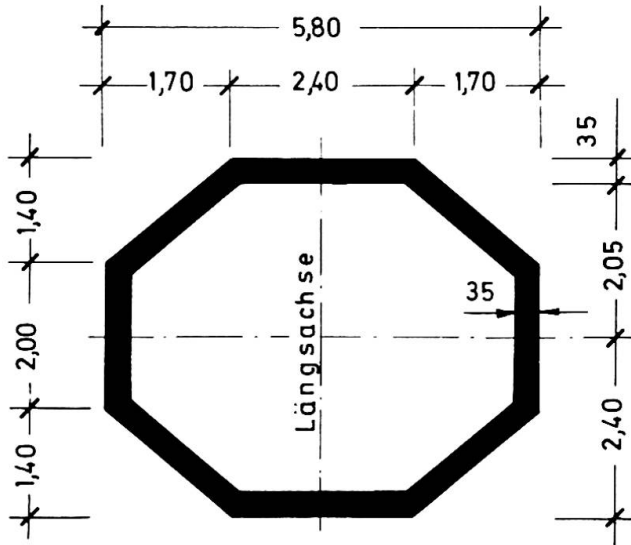


Fig. 28

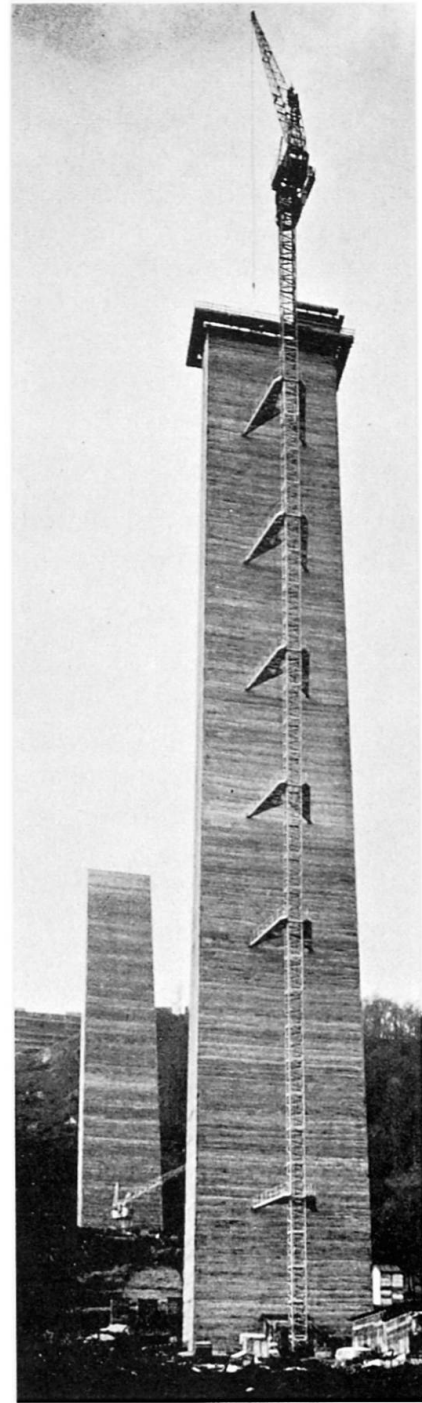
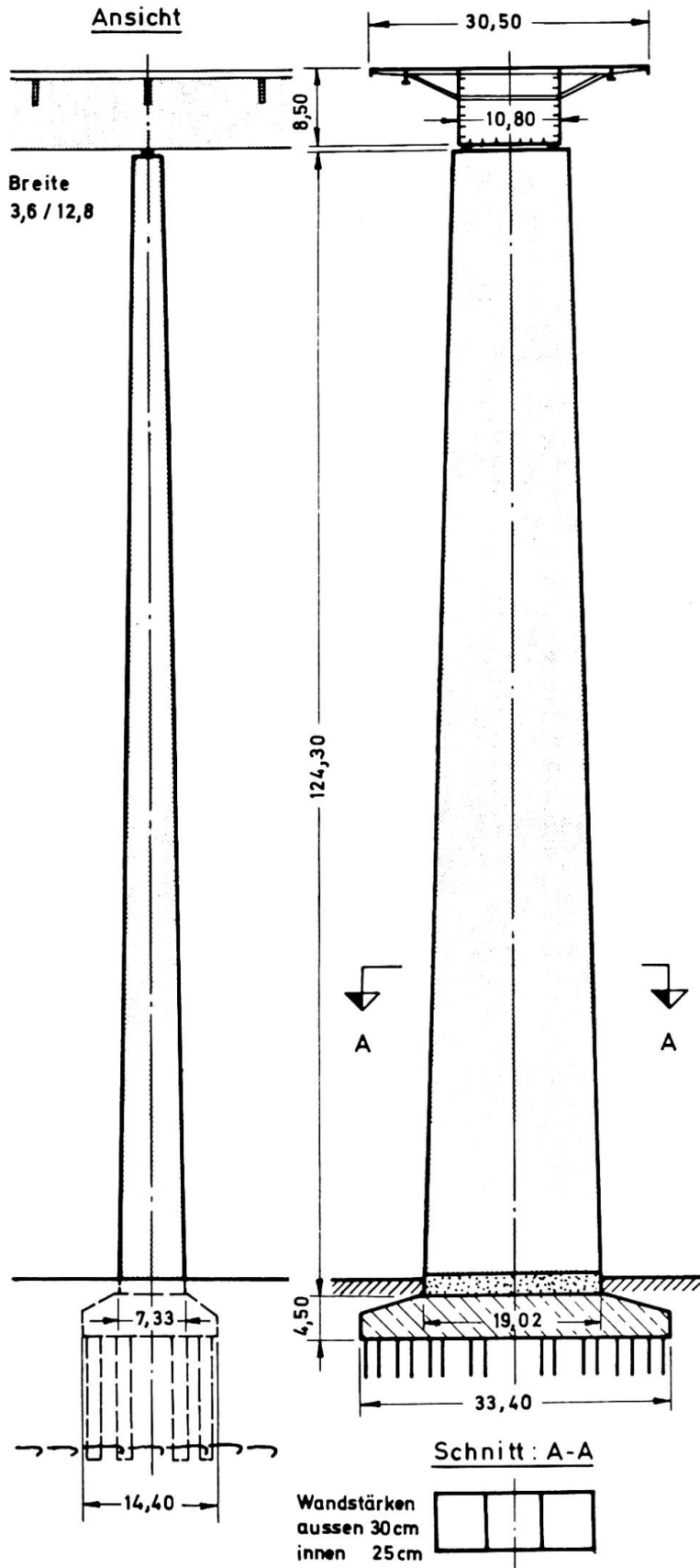
Querschnitt der bis 95 m hohen Pfeiler der Elztalbrücke bei Koblenz (Dywidag)

lager). Die Knickuntersuchung wird so meist zu einer Traglastberechnung nach der Theorie 2. Ordnung.

10. Sicherheitsbetrachtungen

Bei all den turmartigen Bauwerken haben wir es bei der Bemessung auf Tragfähigkeit mit mehrachsiger Biegung und Normalkraft, manchmal auch mit Torsion zu tun. Dabei wirkt die Normalkraft günstig, d.h. sie vermindert die Zugspannungen, die z.B. durch Windkräfte entstehen. Die Normalkraft vermindert also auch die zur Aufnahme solcher Zugkräfte nötigen Stahleinlagen. Bei der Sicherheitsbetrachtung darf man daher die Normalkräfte N nicht mit dem gleichen Lastfaktor multiplizieren wie die Biegemomente M , es ist vielmehr angezeigt, die erforderlichen Stahleinlagen für $0,9 N_g + 1,5 M$ zu bemessen. Für diese Lastkombination dürfen dann die um den Materialfaktor verminderten, charakteristischen Werte der Materialfestigkeiten nicht überschritten werden. Bei den Momenten sind schließlich noch die aus der Verformung herrührenden Biegemomente nach Theorie 2. Ordnung zu beachten. Dabei steht man häufig vor der Frage, ob es genügt, die Verformungen für die Biegesteifigkeiten des Zustandes I zu berechnen oder ob die geringeren Biegesteifigkeiten des Zustandes II (Zugzonen des Betons gerissen) angesetzt werden müssen. Diese Frage muß von Fall zu Fall untersucht werden. Bei den meisten Fernsehtürmen, die im Verhältnis zu ihrem Schaftquerschnitt wohl die größten Biegemomente aufzunehmen hatten, waren bei den 1,5-fachen Windlasten und bei exzentrischer Verkehrslast die Zugspannungen im Schaft meist noch unter oder nahe an der Zugfestigkeit des Betons, so daß dort mit Verformungen im Zustand I gerechnet wurde. Es kann jedoch durchaus Fälle geben, in denen die Exzentrizitäten der Lasten für Ausbiegungen im Zustand II in Rechnung gestellt werden müssen.

Bei diesen hohen Pfeilern ist die Knicksicherheit sorgfältig nachzuweisen. Dabei müssen die Bewegungen des Überbaues (Bewegung von Rolllagern) und die Ausbiegungen durch Temperatur (Sonne) und Wind beachtet und mit Sicherheitszuschlägen versehen werden. Außerdem muß eine ungewollte Exzentrizität für Ungenauigkeiten der Bauausführung eingesetzt werden, die man jedoch nicht einfach von der Knicklänge abhängig machen darf, sondern von Fall zu Fall überlegen muß. Häufig sind solch hohe Pfeiler so biegsam, daß sie fest mit dem Überbau verbunden werden können (zentrierendes festes Lager, z.B. Neotopflager).



Bau des Pfeilers mit Siemcrete-Gleit-Kletterschalung (außen umsetzbare Kletterschalung zur Erzielung guter Sichtflächen)
-Außen stehender Kran läßt sich leicht abbauen.

Fig. 29 Pfeiler der Moseltalbrücke
Winningen
(Entwurf Leonhardt u. Andrä)

Schließlich sei noch darauf hingewiesen, daß bei turmartigen Bauwerken, in denen sich später Menschen aufhalten, auch Überlegungen im Hinblick auf das Wohlbefinden dieser Menschen angestellt werden müssen (design for comfort!). Fu-kuei Chang hat über entsprechende Untersuchungen im Hinblick auf die Auswirkung von Windschwingungen auf diese Menschen berichtet (19). Im allgemeinen wird die Frequenz solcher Bauwerke so niedrig sein, daß sich Menschen nicht belästigt fühlen. Wohl aber können Windgeräusche an Gebäudekanten oder stark profilierten Fassaden bei Sturm unangenehm werden und die Menschen ängstigen. Der Ingenieur sollte es sich zur Aufgabe machen, auch in dieser Hinsicht seine Bauwerke so zu entwerfen und ^{zu} gestalten, daß die Menschen Freude daran haben.

Schrifttum

- (1) E. Rausch: Maschinenfundamente, 3. Auflage
VDI-Verlag Düsseldorf, 1959
- (2) H. Lenk: Über die Windschwingungen des Stuttgarter Fernsehturms.
Bautechnik, Mai-Juli-Aug. 1966
- (3) J.F. Wiss and O.E. Curth: Wind deflections of tall concrete frame
buildings. Journal of the Structural Division of ASCE, July 1970
p. 1461 - 1480
- (4) W. Zerna und Mitarbeiter: Naturzug-Kühltürme
Heft 1 "Konstruktiver Ingenieurbau", Berichte aus der
Universität Bochum, Vulkan Verlag Essen 1968
- (5) N. Esquillan: Les Effets de la Neige et du Vent sur les Constructions
et les Règles NV 65.
Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics
Oktober 1968, No. 250
- (6) J. Schlaich: Beitrag zur Frage der Wirkung von Windstößen auf
Bauwerke. Der Bauingenieur 1966, Heft 3, S. 102 - 106
- (7) W. Neuerburg: Ingenieurschule Esslingen BRD
- (8) H. Falkner: Zur Frage der Rißbildung durch Eigen- und Zwängspan-
nungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauten.
Schriftenreihe D.A.f.St., Heft 208, Verlag Ernst u. Sohn Berlin 1969
- (9) A. Hoyer und W. Teutschbein: Fernmeldetürme und andere Anten-
nenträger in Stahlbeton. Jahrbuch des el. Fernmeldewesens 1969.
Verlag G. Heidecker Bad Windsheim, BRD
- (10) F. Leonhardt: Zum Stand der Kunst Stahlbetontürme zu bauen.
Beton 1967, Heft 3, S. 73 - 86, Beton Verlag Düsseldorf
- (11) F. Leonhardt: Modern design of television towers.
Proc. Inst. Civ. Engrs., 1970, 46 (July) 264 - 291, London

- (12) F. Leonhardt u. J. Schlaich: Der Hamburger Fernmeldeturm. Beton- u. Stahlbetonbau 1968, Heft 9
- (13) W. Fastenau, F. Leonhardt u. V. Hahn: Der Preßmuffenstoß für gerippte Bewehrungsstäbe. Beton- und Stahlbetonbau Juli 1970
- (13a) The Institution of Civil Engineers: Natural Draught Cooling Towers - Ferrybridge and after. Proceedings of the Conference, 12. Juni 1967 London
- (14) C.W. Newberry: Effects of Wind. IVBH 1969
- (15) H. Bay: 40 Jahre Stahlbetonschornsteine. Beton 1967, Heft 3, S. 87 - 95, Beton-Verlag Düsseldorf
- (16) H. Beck u. H. Schäfer: Die Berechnung von Hochhäusern durch Zusammenfassung aller aussteifenden Bauteile zu einem Balken. Der Bauingenieur, 1969, Heft 3
- (17) R. Rosman: Statik und Dynamik der Scheibensysteme des Hochbaues. Springer-Verlag, Berlin-Heidelberg-New York, 1968
- (18) M. Stiller: Verteilung der Horizontalkräfte auf die aussteifenden Scheibensysteme von Hochhäusern. Beton- u. Stahlbetonbau 1965, S. 42
- (19) Fu-kuei Chang: Wind and movement in tall buildings. Civ. Eng. Vol. 37 No. 8 (August 1967), S. 70 bis 72
siehe auch Bericht in Der Bauingenieur 1968, S. 465-466
- (20) H.J. Leutheusser u. W.D. Baines: Similitude problems in building aerodynamics. Journal of the Hydraulics Division ASCE, May 1967, p. 35 - 49
- (21) M. Jensen and N. Franck: Model scale tests in turbulent wind. The Danish Technical Press, Copenhagen 1965
- (22) J. Vellozzi and E. Cohen: Gust response factors in Journal of the Structural Division ASCE, June 1968, p. 1295 - 1313
- (23) Proceedings of the Symposium on tower shaped structures IASS Madrid, June 1966
- (24) A. Paduart: Stabilité' des tours de réfrigération. Le Génie Civil, Jan. u. Feb. 1968
- (25) N.J. Gardner: Response of cooling tower to turbulent wind. Journal of the Structural Division ASCE, Oct. 1969, p. 2057 - 2075

Zusammenfassung

Einleitend wird festgestellt, daß an schlanken hohen Bauwerken gemessene Windverformungen nur etwa 25 bis 35 % der für die gemessenen größten Windgeschwindigkeiten gerechneten Ausbiegungen betragen. Die vermuteten Ursachen der starken Abweichungen werden erörtert. Zahlreiche Messungen sind zur Verbesserung der Entwurfsgrundlagen nötig. Dann werden neuere Beispiele von Fernmeldetürmen, Kühltürmen, Schornsteinen, schlanken Hochhäusern und hohen Brückenpfeilern und die dabei hervortretenden konstruktiven Probleme behandelt. Eine kurze Bemerkung zur Sicherheit dieser hohen Bauwerke schließt den Bericht ab.

Summary

First it is stated that in case of high and slender structures the measured deformations due to wind are only about 25 to 35 % of the values calculated for the maximum measured wind speed. The presumable reasons for these large differences are discussed. Many more measurements are necessary to improve the design assumptions. Recently built television towers, cooling towers, chimneys, slender high rise buildings, tall bridge piers and their special design problems are then dealt with. Some brief remarks on the safety of such high structures conclude the report.

Résumé

Traitant premièrement les déformations dues au vent des ouvrages élancés de grande hauteur, l'auteur constate que les valeurs mesurées ne dépassent pas environ 25 à 35 % seulement des flèches théoriques correspondant aux vitesses maximales enregistrées du vent. On discute des causes présumées de ces différences prononcées. De nombreuses mesures sont encore nécessaires en vue d'une amélioration des bases de conception. Ensuite, des exemples récemment exécutés (tours de télécommunications, réfrigérants, cheminées, immeubles-tours élancés, piles de grande hauteur) et les problèmes constructifs, qui s'y posent, sont présentés. Le rapport se termine avec une petite remarque concernant la sécurité de ces ouvrages de grande hauteur.

Vla

Contrôle des ouvrages existants

Kontrolle bestehender Bauten

Checking of Actual Structures

F. PANCHAUD

Ingénieur Conseil, Professeur
à l'École Polytechnique Fédérale
de Lausanne, Suisse

1. INTRODUCTION

Aujourd'hui, dans la plupart des réglementations nationales, l'auscultation des ouvrages et les épreuves de charge qui les accompagnent sont impérativement imposées pour toutes les constructions de quelque importance, c'est-à-dire que ces opérations sont reconnues indispensables pour s'assurer que la construction satisfait aux exigences requises de sécurité.

Il est vrai que ces épreuves imposent souvent la mise en oeuvre de moyens importants: elles mobilisent un personnel d'observation nombreux; elles gênent l'exploitation des ouvrages en service. En présence de ces inconvénients, on pourrait donc être tenté de les juger superflues. Si l'on ajoute encore, qu'aujourd'hui les méthodes de calcul actuellement disponibles permettent d'étudier d'une manière plus approfondie le comportement statique probable des ouvrages, on est tenté, une fois de plus, de renoncer à de telles épreuves.

L'objet de notre propos est d'analyser dans quelle mesure les auscultations des ouvrages restent encore utiles à la technique actuelle, en examinant successivement les différents problèmes qui se posent à tous ceux qui sont chargés

d'exécuter les opérations, d'en interpréter les résultats et d'en tirer les conclusions.

Nous souhaitons que nos réflexions générales, souvent banales, suggèrent aux spécialistes des exposés de détail, mettant en lumière les difficultés des techniques d'application et la manière de les surmonter pour atteindre, malgré tout, des résultats aussi sûrs que possible et utilisables pour les progrès de la technique.

Nous analyserons successivement les quatre groupes de problèmes essentiels que posent l'auscultation des ouvrages :

- a) Les buts de l'auscultation
- b) Les méthodes de l'auscultation
- c) L'interprétation des résultats
- d) Directives pour un programme d'essais simplifiés.

2. LES BUTS DE L'AUSCULTATION

2.1. GENERALITES

L'auscultation des ouvrages présente deux aspects :

- a) L'auscultation essentiellement qualitative a pour objet l'examen de l'état de l'ouvrage dans ses éléments principaux, en relevant les détériorations de toute nature, en particulier :
 - les fissurations,
 - les dislocations locales,
 - les corrosions des éléments porteurs,
 - l'état de fonctionnement des appareils d'appui.

Il s'agit ici d'une description de l'état de l'ouvrage, afin d'apprécier sa résistance, avec la durée, aux actions agressives des agents atmosphériques. Quoique cette auscultation qualitative puisse présenter certains aspects subjectifs, elle n'en reste pas moins nécessaire pour supputer l'état de vétusté d'une construction et décider des travaux confortatifs éventuels. C'est pourquoi nous avons signalé cet aspect de l'auscultation, bien qu'il ne fasse pas l'objet essentiel de nos réflexions.

- b) L'auscultation quantitative se propose d'étudier le comportement statique de l'ouvrage sous l'effet des surcharges d'épreuve; au cours de cette auscultation, on mesure les déformations sous l'effet des charges; ce qui permet d'analyser le comportement statique en révélant les zones de l'ouvrage les plus sollicitées et finalement le mode de distribution des efforts.

Bien que l'auscultation qualitative, comme dit plus haut, ait son importance pour diagnostiquer immédiatement des désordres graves, nous nous attachons davantage ici à examiner l'auscultation quantitative qui soulève souvent des problèmes complexes dans ses principes et dans ses techniques. En effet, comme nous le verrons plus loin, l'observation des déformations ne conduit pas directement à une appréciation de la résistance, mais elle doit faire au préalable l'objet d'une interprétation tenant compte surtout des qualités physiques du matériau.

2.2. BUTS DE L'AUSCULTATION QUANTITATIVE

Par la mesure des déformations des ouvrages, sous l'effet des charges d'épreuves, on peut viser trois buts :

- a) L'essai initial avant la mise en service, c'est le contrôle réglementaire de réception de l'ouvrage.
- b) Le contrôle périodique de surveillance permet, par comparaison avec l'essai de charge initial, d'évaluer l'évolution du comportement de l'ouvrage avec les années de service.
- c) L'auscultation en vue de l'étude d'un type d'ouvrage

Dans les structures complexes, la mesure des déformations, en mettant en lumière la distribution effective des efforts, permet d'apprécier l'exactitude des hypothèses admises dans le calcul et, éventuellement, de donner des directives pour définir de nouvelles hypothèses de base. Pour les ouvrages en béton armé en par-

ticulier, cette auscultation peut avantageusement être précédée de l'étude d'un modèle réduit, pour procéder à l'analyse du comportement théorique élastique; l'auscultation de l'ouvrage réel donne alors des renseignements complémentaires tenant à la nature du matériau béton armé lui-même.

Les buts (a) et (b) sont semblables et visent tous deux essentiellement à une vérification de la résistance.

Les opérations du but (c) font partie du domaine des recherches. Elles exigent des mesures plus nombreuses, plus fouillées, dont la précision doit être définie méthodiquement. Elles contribuent à la mise au point de méthodes de calcul nouvelles, plus conformes à la physique des choses, en vue de mieux apprécier, à l'avance, la résistance de l'ouvrage.

2.3. IMPORTANCE DES PROGRAMMES D'ESSAIS

Le programme d'essais doit être adapté à chaque ouvrage en vue d'observer les phénomènes qui le caractérisent.

Si les essais ont pour seul but de contrôler le comportement de l'ouvrage pour en déceler les défauts d'exécution, il est essentiel que les observations portent sur l'ensemble de l'ouvrage; par exemple, dans un pont à plusieurs travées, il ne suffit pas d'ausculter une des travées pour porter un jugement sur les qualités effectives de résistance de l'ensemble. On devra donc étendre le programme des essais à toutes les travées.

Nous définirons plus loin l'ampleur d'un programme minimum qui permettrait, d'après nous, de porter un jugement avec quelque certitude.

Par contre, lorsqu'on procède à une auscultation ayant pour but l'étude d'un type d'ouvrage, il n'est plus indispensable d'étendre les mesures sur l'ensemble de la construction. On désire étudier le détail du comportement, on concentrera donc les observations sur la partie restreinte de l'ouvrage, en mesurant les grandeurs caractéristiques en nombre suffi-

sant pour pouvoir s'affranchir le plus possible de l'indétermination. Il faut en effet acquérir la certitude que le comportement observé traduit un principe général, susceptible d'être finalement érigé en loi pouvant être introduite à la base du calcul.

En conclusion, l'auscultation des ouvrages offre à l'ingénieur la double possibilité :

d'une part, de contrôler le comportement des constructions, et,

d'autre part, de définir les règles de calcul plus générales qui doivent être admises pour l'étude future des ouvrages.

3. LES METHODES DE L'AUSCULTATION

3.1. Généralités

Les méthodes de l'auscultation comportent trois groupes d'opérations :

- a) Les mesures des déplacements ou des flèches de la construction.
- b) Les mesures des angles de rotation des sections.
- c) Les mesures des déformations spécifiques locales.

Nous n'avons pas l'intention de décrire ici l'appareillage très varié disponible aujourd'hui pour mesurer ces différentes grandeurs. Nous retiendrons seulement que toutes ces mesures doivent être conduites de façon que les résultats obtenus correspondent effectivement aux exigences du problème posé.

3.2. NATURE DES OBSERVATIONS

La mesure des déformations d'un ouvrage sous les effets d'une charge donnée reste toujours un problème de physique avec toutes les sujétions que cela comporte; les grandeurs à mesurer sont petites et susceptibles d'être entachées de nombreuses erreurs; les opérations ont lieu en plein air. L'opérateur doit être conscient de ces difficultés pour

prendre toutes les précautions nécessaires.

Il s'agit de s'assurer que les valeurs mesurées représentent bien le seul effet des charges et qu'elles ne contiennent pas les effets de causes secondaires tels que les effets des variations de température ou d'humidité et les effets d'une évolution lente dans le comportement du matériau, par exemple une déformation plastique de fluage.

A ce sujet, les conditions sont favorables lorsque l'application des charges est rapide, car, pendant la courte durée des opérations, les variations de température restent le plus souvent négligeables. Néanmoins, on devra toujours relever la température des ouvrages et de l'air ambiant au cours de l'expérience, avant, pendant et après l'essai, en notant une éventuelle variation d'insolation.

Nous ne faisons que relever ici les correctifs principaux qu'il est nécessaire de prendre en compte pour obtenir une valeur correcte de la grandeur cherchée.

Les expérimentateurs chevronnés savent combien des précautions apparemment superflues peuvent se révéler indispensables pour éviter des erreurs de mesure. Ces précautions portent, soit sur la sensibilité des appareils, soit sur la stabilité des montages, soit encore sur les influences secondaires. Ces réserves étant prises en considération, aujourd'hui, on peut dire que les mesures de déformation des ouvrages, sous l'effet des surcharges rapides, peuvent s'effectuer avec une précision satisfaisante.

Lorsque la durée de mise en charge est grande, il n'en est plus de même. Les difficultés deviennent rapidement considérables. C'est le cas, en particulier, lors de l'auscultation des barrages: Entre l'état initial et l'état de charge maximum, s'écoulent souvent plusieurs mois, de sorte que l'état thermique de l'ouvrage peut subir des fluctuations si considérables que les résultats des mesures ne représentent que de loin le seul effet de la charge eau. Il est alors indispensable d'évaluer les effets thermiques pour eux-mêmes et de corriger les mesures brutes en conséquence.

3.3. APPAREILS DE MESURE

Les appareils de mesure comportent des fleximètres, des extensomètres et des clinomètres. Ces appareils sont connus de tous les spécialistes. Aujourd'hui, l'appareillage électrique devient d'un usage courant, bien que les appareils mécaniques, dans l'auscultation des ouvrages, sont encore ceux qui se comportent le mieux hors du laboratoire. Nous serions heureux de connaître l'avis des expérimentateurs sur ce point et en particulier leur opinion concernant les difficultés rencontrées et les précautions à prendre lorsqu'on utilise, en plein air, des équipements électriques de quelque importance.

3.4. ENREGISTREMENT DES VIBRATIONS

L'enregistrement des vibrations des constructions fait partie des auscultations fréquemment demandées parce que le calcul reste encore mal commode pour analyser ce mode de sollicitation.

L'analyse des effets dynamiques dûs aux charges mobiles rentre dans la catégorie des observations des vibrations.

Les appareils enregistreurs doivent avoir des caractéristiques particulières pour donner une représentation correcte des oscillations à observer sans introduire des distorsions gênantes. Souvent l'effet des masses en mouvement des appareils de mesure perturbe les phénomènes à un tel degré que l'enregistrement en est profondément modifié.

Dans le domaine de l'enregistrement des vibrations, les appareillages électriques conviennent particulièrement lorsqu'ils sont bien conçus : Ils sont capables de reproduire plus fidèlement les phénomènes à observer.

4. INTERPRÉTATION DES RESULTATS

4.1. GENERALITES

Les analyses du comportement de l'ouvrage, en partant des résultats nets des mesures, peuvent se présenter sous deux formes :

- a) On interprète les résultats pour eux-mêmes, en faisant abstraction du calcul statique. C'est une analyse du comportement intrinsèque de l'ouvrage.
- b) Les résultats des essais sont à confronter avec les résultats du calcul statique pour mettre en lumière les divergences éventuelles, et en tirer les conclusions concernant la tenue effective de l'ouvrage.

4.2. ANALYSE DU COMPORTEMENT INTRINSEQUE DE L'OUVRAGE

Cette analyse présente les aspect suivants :

- a) Observation des déformations d'ensemble et appréciation du degré d'élasticité de l'ouvrage.
- b) Evaluation des efforts intérieurs.
- c) Evaluation des contraintes locales.

4.2.1. DEFORMATIONS D'ENSEMBLE

Les observations d'ensemble permettent de connaître les déformées de la construction, révélant ainsi l'importance des flèches, le rôle des liaisons de continuité et l'effet des déplacements des appuis.

On peut alors se rendre compte, d'une manière générale, quels sont les éléments qui jouent un rôle déterminant dans le comportement statique de l'ouvrage. En particulier, on peut apprécier le fonctionnement des joints de dilatation.

Il peut arriver en effet qu'un joint de dilatation, séparant deux parties d'ouvrage statiquement indépendantes, fonctionne mal et constitue accidentellement une liaison, de sorte qu'une charge placée sur un des ouvrages se transmet partiellement sur l'autre, à travers ce joint de dilatation. Une telle disposition n'est pas tolérable, car elle peut avoir des conséquences graves sur le comportement de l'une ou de

l'autre des parties dans l'éventualité où, lors de l'application d'une charge plus élevée, la résistance du joint cède brusquement, provoquant alors un choc.

4.2.2. CRITERE D'ELASTICITE DE L'OUVRAGE

En principe, les déformations des ouvrages sous les charges de service doivent être réversibles : Une charge quelconque ne doit pas produire de déformation permanente.

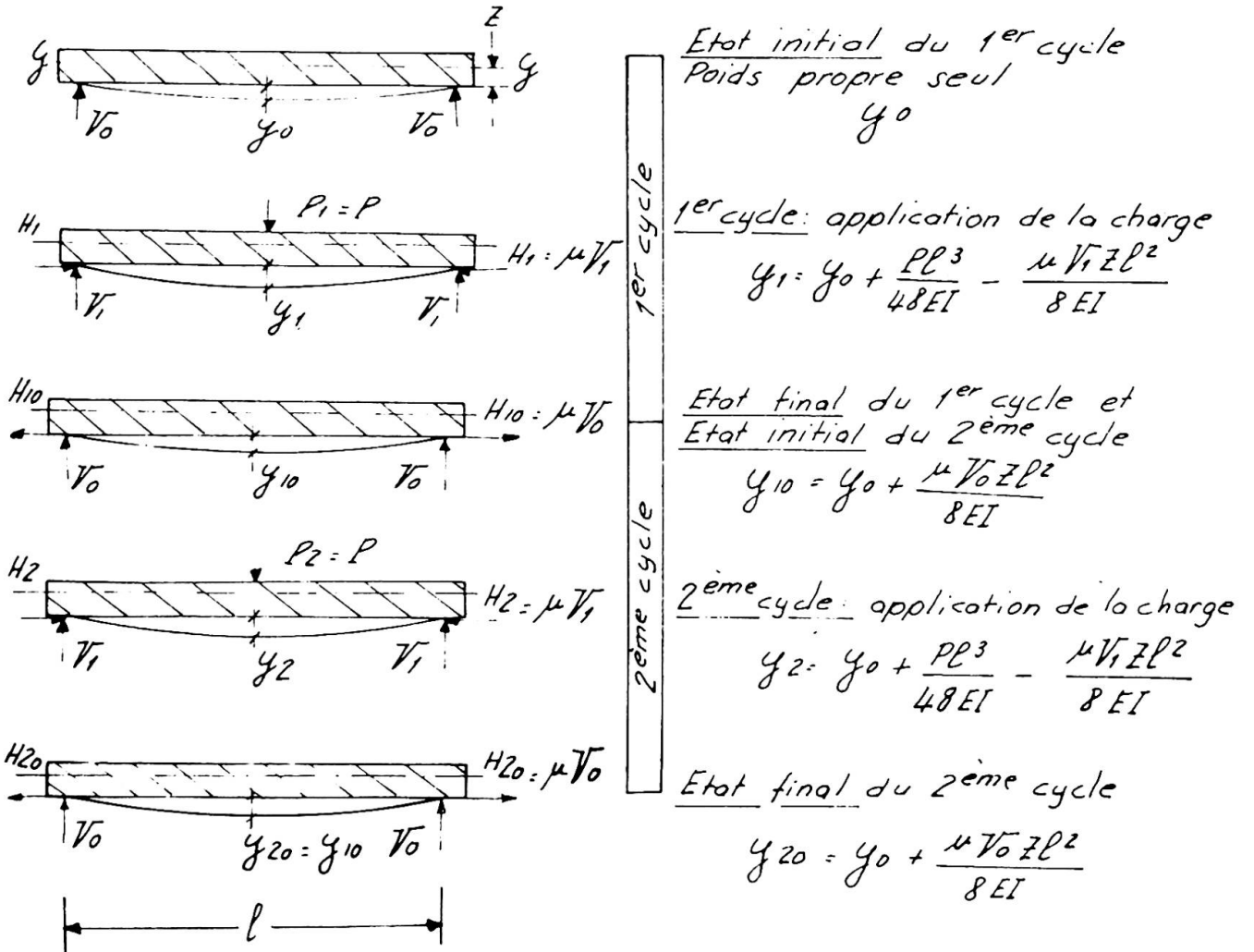
Ce critère est caractéristique d'un comportement satisfaisant. En effet, on peut en déduire que la construction pourra supporter indéfiniment une succession de charges et de décharges sans être compromise. Cela peut signifier aussi que nulle part la matière n'a subi de déformations importantes dépassant l'état élastique.

Pour vérifier si cette condition de réversibilité est remplie, il suffirait de procéder à un seul cycle de charge en mesurant les déformations avant, pendant et après l'exécution du cycle.

En réalité, il est rare que les ouvrages les mieux construits satisfassent d'une manière absolue à cette condition après un seul cycle de charge. Est-à dire que leur comportement ne serait pas satisfaisant ? Il faut se garder de porter un jugement si hâtif. Avant de se prononcer, on doit d'abord analyser méthodiquement l'origine de la déformation permanente observée et son ampleur comparativement à la précision des mesures.

Le problème réel est complexe, car l'expérience montre que souvent, lors de la répétition d'un cycle de charge ayant produit une certaine irréversibilité, la construction se comporte à nouveau élastiquement. Cette irréversibilité temporaire ou anélasticité apparente résulte des effets des forces de frottement agissant simultanément avec les forces élastiques. Le phénomène peut s'expliquer relativement facilement. Considérons, par exemple, (voir figure 1.), une poutre à deux appuis simples sur laquelle on applique une charge verticale. De ce fait, les appuis ont tendance à s'écartier : Ce mouvement fait apparaître des forces

Fig 1: Anélasticité apparente due aux frottements des appuis



Etat initial du 1er cycle
Poids propre seul
 y_0

1er cycle: application de la charge
$$y_1 = y_0 + \frac{PL^3}{48EI} - \frac{\mu V_1 ZL^2}{8EI}$$

Etat final du 1er cycle et Etat initial du 2eme cycle
$$y_{10} = y_0 + \frac{\mu V_0 ZL^2}{8EI}$$

2eme cycle: application de la charge
$$y_2 = y_0 + \frac{PL^3}{48EI} - \frac{\mu V_1 ZL^2}{8EI}$$

Etat final du 2eme cycle
$$y_{20} = y_0 + \frac{\mu V_0 ZL^2}{8EI}$$

Les déformations du 2eme cycle sont devenues réversibles, tandis que celles du 1er ne l'étaient pas

de frottement tendant toujours à s'opposer au mouvement, et, par conséquent, à réduire l'importance de la flèche observée de l'ouvrage. On trouvera donc une flèche plus petite que la flèche élastique, sans effets des frottements. Lorsqu'on décharge, le mouvement des appuis se manifeste en sens inverse, mobilisant des forces de frottement de signe contraire des précédentes et

s'opposant au raccourcissement de la fibre inférieure dû à la décharge. Il en résultera une déformation permanente appréciable, laissant imaginer que la poutre ne se déforme pas élastiquement. Mais si maintenant, on répète le cycle de charge et décharge, au début de ce 2^e cycle, l'état correspond à l'état de déformation permanente du premier, tandis que l'état de charge sera identique à celui du 1^{er} cycle; après la décharge du 2^e cycle, on retrouvera un état semblable à l'état initial de ce même cycle. La construction se révélera alors à nouveau élastique.

Cette constatation entraîne une conclusion pratique : Les essais de charge d'un ouvrage doivent toujours comporter une répétition des cycles de charge. Quoiqu'il en soit, toute irréversibilité observée des déformations doit être analysée pour en rechercher la cause. Si la cause de l'irréversibilité est la manifestation d'une sollicitation locale exagérée ayant provoqué un état de plasticité, l'irréversibilité n'est pas admissible. Si par contre, la cause est un phénomène ne concernant pas la résistance proprement dite de la structure, l'effet des forces de frottement par exemple, l'irréversibilité des déformations peut être admissible.

Le 2^e cycle de charge permet de reconnaître s'il en est bien ainsi.

Si l'on reprend l'exemple de la poutre à 2 appuis, évoquée plus haut, on peut relever encore deux constatations :

- a) Si l'ouvrage, au début du 1^{er} cycle de charge se trouvait en état d'évolution thermique avec refroidissement, le système initial serait semblable à celui du début du 2^e cycle et de ce fait l'anélasticité apparente disparaîtrait.
- b) La flèche observée dans le 2^e cycle, réputé élastique, ne correspond pas à la flèche statique due à la surcharge; elle est plus petite à cause des effets des frottements.

D'après ce qui précède, on voit que l'interprétation des résultats doit toujours être conduite avec prudence avant de porter un jugement.

D'une manière générale, les forces de frottement perturbent le comportement des ouvrages en s'opposant chaque fois aux déformations qui ont tendance à se manifester. Il en est ainsi, par exemple, dans les ponts-rails où le ballast et le rail s'opposent au mouvement de contraction possible du tablier; de ce fait, il apparaît finalement que ballast et rail semblent participer à la résistance, de sorte que la déformation observée est notablement inférieure à celle que l'on aurait pu supposer à priori.

On risque d'attribuer cette diminution à une augmentation du module d'élasticité du matériau, alors qu'en réalité, elle provient des frottements de l'ensemble des structures, infrastructures et superstructures.

4.2.3. EVALUATION DES EFFORTS INTERIEURS ET DES CONTRAINTES LOCALES

L'interprétation des mesures, en vue de déterminer les efforts intérieurs, peut se faire soit en calculant les courbures résultant des flèches observées, soit en mesurant localement les déformations spécifiques de la matière. Dans un cas comme dans l'autre, on doit faire intervenir les caractéristiques physiques du matériau et les rigidités des sections.

Pour un matériau tel que l'acier, et si les contraintes ne dépassent pas la limite vraie d'élasticité, la détermination des efforts en partant des déformations nettes mesurées ne présente pas de difficulté.

Pour le béton armé, par contre, on sait que la notion de module d'élasticité présente une double ambiguïté : D'une part le matériau n'est pas régulièrement élastique surtout dans les zones tendues et d'autre part, le module est variable d'un béton à l'autre. Dans ce cas, on doit rester prudent. Dans l'évaluation des efforts intérieurs, on est souvent conduit à admettre deux valeurs limites du module

d'élasticité définissant parallèlement les valeurs limites des efforts intérieurs. En dépit de cette incertitude concernant le module d'élasticité du béton, l'expérience nous montre que, pour les charges de service ne créant pas des contraintes supérieures aux contraintes admissibles, le comportement de l'ensemble de l'ouvrage en béton armé reste encore élastique, ce qui justifie largement la supposition encore admise de calculer le comportement statique des constructions en béton armé en les assimilant à des structures parfaitement élastiques.

4.3. COMPARAISON ENTRE LES RESULTATS DU CALCUL ET LES RESULTATS DES ESSAIS

Cette comparaison porte sur les flèches observées, la valeur des efforts intérieurs et les contraintes locales.

En général, en ce qui concerne les flèches et les efforts intérieurs, la concordance reste acceptable; les divergences sont beaucoup plus grandes si l'on prend en considération les contraintes locales. Ce fait s'explique de lui-même puisque le calcul fait souvent abstraction des phénomènes locaux de distribution des contraintes, des effets d'entaille par exemple.

En présence de divergences entre le résultat du calcul et le résultat des essais, on est souvent tenté de donner la préférence à l'un ou à l'autre des modes d'appréciation.

Nous voulons essayer d'examiner ici la manière de porter un jugement en présence d'une telle divergence, en comparant les démarches respectives du calculateur et de l'expérimentateur.

4.3.1. LE MODELE MATHEMATIQUE, IMAGE DU CALCULATEUR

L'ingénieur qui projette une construction, afin de pouvoir supputer les efforts intérieurs et fixer les dimensions des sections, aura toujours besoin d'une représentation sous la forme d'un modèle mathématique. Ce modèle mathématique restera toujours nécessairement un schéma simplifié; la simplification se manifestera non seulement dans le comportement même de la matière qui le constitue - loi de Hooke - mais aussi dans les relations des éléments entre eux.

Le schéma définit donc une association de deux groupes de phénomènes :

- a) Le comportement élémentaire ou comportement des éléments d'une part, et,
- b) Le comportement de solidarité entre les éléments, d'autre part.

La forme adoptée pour le schéma peut influencer d'une façon marquée la distribution des efforts dans la construction. Il en est ainsi en particulier lorsque l'un ou l'autre des groupes de phénomènes devient dominant. Par exemple, lorsque les sections des pièces sont relativement grandes par rapport à leur longueur, comme c'est souvent le cas dans les structures en béton armé, les phénomènes de liaison prennent une importance prédominante dans la distribution des efforts.

Partant du modèle mathématique, l'ingénieur utilise des méthodes qui aujourd'hui peuvent représenter, avec une précision pratiquement suffisante, les mécanismes des éléments linéaires simplifiés, tels que poutres, colonne isolée, dalles par exemple. Par contre, cette analyse mathématique se révèle souvent incapable de représenter commodément des mécanismes d'association dès que des complexités se manifestent. C'est le cas si les éléments constitutifs ont des dimensions et des formes transversales qui les distinguent des formes linéaires de la poutre ou de la colonne; alors, les systèmes hyperstatiques correspondants, où les assemblages des éléments font naître des efforts composés de flexions, de torsions ou d'efforts normaux, deviennent difficiles à étudier correctement par le calcul. Pour obtenir cependant une évaluation des efforts, indispensable à l'établissement d'un projet, le calcul doit alors introduire des hypothèses simplificatrices qui d'emblée entacheront les résultats d'une erreur souvent du même ordre de grandeur que les valeurs à déterminer.

Cela tient au fait que la distribution des efforts, pour

assurer l'équilibre, est tributaire essentiellement de mécanisme de déformations de détail qu'il est difficile de schématiser avec une rigueur suffisante. En un mot, le modèle mathématique d'une construction est limité dans ses possibilités d'exprimer simultanément ces deux groupes de conditions :

- Conditions d'équilibre d'une part,
- Conditions de déformation réelle, d'autre part.

Cette limite des moyens du calcul, indépendante de la technique du calcul peut expliquer, dans certains cas, les écarts entre résultats d'essais et calcul.

4.3.2. L'OUVRAGE REEL, RESULTATS DES AUSCULTATIONS

Dans son comportement, l'ouvrage réel satisfait automatiquement et régulièrement aux deux groupes de conditions cités plus haut, s'affranchissant par ailleurs de toute restriction concernant le comportement intérieur du matériau; il y a lieu cependant de prendre en considération les phénomènes secondaires, tels que les effets de frottement, si l'on veut avoir une image plus pure du comportement théorique.

On comprend dès lors combien l'analyse du comportement réel d'un ouvrage peut devenir une source précieuse de renseignements pour l'ingénieur qui doit respecter avant tout les exigences naturelles et cherche des règles lui permettant d'évaluer à l'avance les dimensions à choisir en conséquence.

C'est en contemplant méthodiquement les ouvrages en service, pour les différents types de structures, que l'ingénieur peut définir les dispositions constructives les plus favorables, celles qui respectent au mieux le mécanisme naturel de la résistance.

5. ESQUISSE DE DIRECTIVES POUR UN PROGRAMME D'ESSAIS SIMPLIFIES

Nous prenons l'initiative de résumer notre manière de voir en proposant un ensemble de directives permettant dans chaque cas de définir un programme d'essais.

5.1. BUT DES ESSAIS SIMPLIFIES

Les essais de charge des ouvrages d'art ont pour but de s'assurer que la construction auscultée ne présente pas de faiblesse pouvant entraîner sa ruine à brève échéance.

Pour réduire dans toute la mesure du possible l'ampleur de ces essais, qui sont relativement coûteux, et les limiter à ce qui est strictement nécessaire pour atteindre les buts définis plus haut, les essais seront prévus en deux temps :

D'abord, on procède à un essai simplifié destiné à montrer que la construction se comporte normalement, et ne présente pas d'anomalie importante; c'est généralement le cas dans la plupart des ouvrages.

Si cet essai simplifié révèle un comportement anormal, on devra alors procéder à des essais de charge plus approfondis pour mettre en lumière l'origine des anomalies constatées, pour décider s'il y a lieu de procéder à des travaux confortatifs pour rétablir le fonctionnement normal de l'ouvrage.

5.2. ESSAIS SIMPLIFIES

Ces essais doivent permettre de vérifier que :

- a) Le comportement statique général de la construction est normal, c'est-à-dire conforme aux prévisions du calcul.
- b) Tous les éléments porteurs sont correctement exécutés.
- c) Les défauts éventuels visibles de l'ouvrage ne sont pas compromettants pour la résistance avec la durée.

5.2.3. LE COMPORTEMENT STATIQUE

Le comportement statique est jugé satisfaisant :

Si la déformation générale de l'ouvrage est semblable à celle que prévoit le calcul d'une part, et,

Si les déformations sous l'effet de charges de service répétées restent réversibles d'autre part.

La première condition permet de s'assurer qu'il n'y a pas d'effet parasite important qui perturbe la distribution normale des efforts intérieurs:

Il suffit de contrôler la similitude des déformations avec celles du calcul sans s'astreindre à en vérifier la valeur absolue qui dépend de la rigidité des sections, toujours difficile à connaître avec précision.

La deuxième condition permet de constater l'élasticité de l'ouvrage, c'est-à-dire sa capacité de supporter la surcharge un nombre de fois quasi illimité.

5.2.4. MESURES A EFFECTUER DANS LE CAS D'UN PONT A PLUSIEURS TRAVEES

Pour atteindre ces objectifs, les essais simplifiés comporteront la mesure des flèches dans trois sections de chaque travée pour chaque poutre, en répétant les charges trois fois au moins, davantage si l'irréversibilité n'est pas atteinte.

La mesure dans trois sections par travée (en général au quart, à la moitié et aux trois quarts), permet de calculer la courbure moyenne résultant de la flexion, par la méthode des différences finies. Il faut noter ici que ce calcul n'est valable que si dans l'intervalle des trois sections, on ne rencontre aucun point d'inflexion de la déformée.

Pour les poutres continues, la mesure des déformations des travées voisines de la travée chargée, permet de contrôler l'effet de continuité et de le comparer avec celui découlant du calcul. La mesure des flèches dans trois sections permet de s'affranchir d'un effet de tassement des appuis

qui n'est pas discernable avec la seule mesure de la flèche médiane.

La répétition de charge permet d'apprécier le degré de réversibilité. Il faut en général répéter trois fois la charge, car après une seule opération de charge et de décharge, on trouve toujours une déformation permanente qui n'est pas nécessairement un défaut de l'élasticité de la construction porteuse, mais qui est due aux frottements consécutifs aux mouvements des appuis.

5.2.5. INTENSITE DES CHARGES

Il n'est pas indispensable d'utiliser comme surcharge la charge réglementaire de calcul. Il est préférable d'adopter une charge qui sera voisine de la surcharge de service maximum pouvant se répéter. Cela permet de limiter le nombre des véhicules à mobiliser pour effectuer les essais, ce qui réduit la dépense et facilite les manoeuvres. Il est par contre capital que les essieux de chaque véhicule soient tarés de façon à connaître la juste disposition des charges.

On serait tenté de regretter de ne pas introduire la surcharge maximum de calcul. A la réflexion, cette solution n'est pas souhaitable. On évite d'imposer inutilement à l'ouvrage des sollicitations qu'il n'aura probablement jamais l'occasion de comporter, ou tout au plus ne les comportera qu'une fois.

5.2.6. PREPARATION DES ESSAIS

Le programme des essais doit être établi pour chaque ouvrage en fonction de ses caractéristiques; il sera étudié à l'avance pour que le déroulement puisse s'effectuer dans un minimum de temps.

Les appareils à employer sont des fleximètres ou comparateurs de type courant donnant le 100e de mm.

5.2.7. PRECAUTIONS A PRENDRE

Il ne faut pas oublier que les variations de température peuvent provoquer des déformations de l'ouvrage.

En général, entre le court temps de la charge et de la décharge, ces variations restent faibles et sans importance. Cependant, il peut arriver que la durée entre charge et décharge soit plus grande ou, par exemple, qu'un orage ou une pluie amène un refroidissement brusque d'une dalle de pont. Auquel cas il en résulte une déformation additionnelle faussant les résultats de mesure statique et cela exige donc que lors de chaque opération de mesure, on note les conditions atmosphériques, et les variations éventuelles de température entre le début et la fin des essais.

5.2.8. ERREURS PROVENANT DES DISPOSITIFS DE MESURE

Les fils d'attache des fleximètres peuvent subir des variations de longueur pouvant entacher les mesures, surtout si les variations de température sont très grandes au cours des essais. On pourrait substituer aux fils d'acier des fils d'invar, mais pratiquement cette solution coûteuse n'offre que peu d'intérêt.

Si les variations de température sont observées, il est possible d'effectuer les calculs correctifs avec une précision encore suffisante. Les procès-verbaux de mesure doivent contenir toutes les mesures et observations effectuées, même celles que l'on est tenté d'éliminer à priori.

Il est avantageux de représenter graphiquement les déformées pour se rendre compte de l'allure générale des phénomènes observés.

5.2.9. TASSEMENTS DES APPUIS

Les tassements des appuis sont en général très faibles pour les charges limitées des essais. Si dans certains cas particuliers il est nécessaire de les observer, la solution consiste à procéder par nivellement.

A côté des observations des déformations, il est nécessaire de procéder à une auscultation générale de l'ouvrage pour noter tous les défauts éventuels visibles (fissures en particulier dans les ouvrages en béton).

6. CONCLUSIONS

L'auscultation des ouvrages reste le seul moyen efficace de s'assurer qu'une construction possède la sécurité désirée.

Les essais doivent être conduits avec toutes les précautions exigées de toute mesure physique. En principe, ils comporteront toujours une répétition du cycle de charge pour mettre en lumière l'origine de déformations permanentes éventuelles. La confrontation des résultats des essais avec ceux d'un calcul devra toujours tenir compte d'un côté des phénomènes secondaires qui accompagnent toute expérience et de l'autre de la schématisation imposée à tout calcul.

Conduites scientifiquement, les auscultations des ouvrages, associées éventuellement à des essais sur un modèle réduit, constitueront un puissant moyen d'investigation, non seulement pour contrôler des ouvrages, mais aussi en vue de préciser des règles de calcul, plus conformes à la réalité, pour l'établissement des projets.

Il n'est donc pas indiqué d'y renoncer si l'on veut progresser dans l'art de bâtir.

Vlb

Modellversuche im Hinblick auf die Bemessung

Structural Models and Design

Essai sur modèles comme instrument de dimensionnement

HEINZ HOSSDORF

dipl. Ing. ETH
Basel, Schweiz

Schwerpunkt

Auf dem Gebiet des Bauingenieurwesens war es im letzten Jahrzehnt um den Modellversuch als Mittel zur Bemessung etwas still geworden. Wenn auch verschiedene Institute die Entwicklung der Modellstatik weitergetrieben haben, so beeindruckt doch die Anzahl, vor allem kleinerer Privatlaboratorien, welche ihre Tätigkeit während dieser Zeitspanne völlig eingestellt haben. Die Gründe für diese relative Abwertung experimenteller Verfahren sind denn auch klar erkennbar:

Die Modellversuchstechnik war, von einigen wenigen Spezialanwendungsgebieten abgesehen, nirgends zu einem für den entwerfenden Ingenieur leicht und kurzfristig zugänglichen System entwickelt worden. Die Versuchsverfahren waren umständlich und improvisiert, die Messtechnik aus apparativen oder personellen Gründen oft unzuverlässig und die Deutung der Ergebnisse in der Folge vielfach unbefriedigend. Es hat sich daher unter Bauingenieuren die bis anhin begründete Gewohnheit eingebürgert, auf den Modellversuch nur in ausgesprochenen Notfällen zurückzugreifen. Man zog vor, so lange als immer möglich mit theoretischen, wenn auch oft gröblich vereinfachenden Modellvorstellungen zur Beurteilung des Tragverhaltens einer Struktur auszukommen.

In Anbetracht der bekannten Schwächen der Modellstatik war es nur natürlich, wenn der Ingenieur, unter dem Eindruck der neuen, scheinbar unbegrenzten Zukunftsmöglichkeiten der elektronischen Datenverarbeitung, seine unbegrenzten Hoffnungen auf den Computer setzte und sich in der Folge von den experimentellen Methoden für die Bemessung noch weiter abwandte.

Es ist Hauptanliegen dieses Beitrages aufzuzeigen, dass diese Situation heute einem grundlegenden Wandel unterworfen ist.

Der ursprüngliche Wunderglaube an den Computer macht, da sich dessen Leistungsfähigkeit als Rechengerät für den Ingenieur heute übersehen lässt, einer nüchternen Beurteilung Platz, welche hier kurz zusammengefasst sei:

Der Ingenieur hat mit dem Computer tatsächlich ein neues, mächtiges Werkzeug zur Berechnung von Tragwerken in die Hand bekommen. Aufgaben aus dem für die Praxis so überaus wichtigen Gebiet der elastischen Stabstatik werden durch ihn beinahe ohne Einschränkung mit, gegenüber früher, unvergleichlicher Leichtigkeit bewältigt. Die auf das elektronische Rechnen zugeschnittene Methode der Finiten Elemente hat bis anhin numerisch nicht erfassbare statische und dynamische Probleme aus dem Bereich der Flächentragwerke und der räumlichen, elastischen Körper der Berechnung zugänglich gemacht. Zudem bestehen eine Reihe von schönen Ansätzen zur Beschreibung von nicht-linearen oder elasto-plastischen Vorgängen. Der Computer ist daher auf einigen klar umrissenen Gebieten zu einem selbstverständlichen Hilfsmittel des Praktikers für die Lösung baustatischer Probleme geworden.

Ebensogut wie sich der Erfolg des Computereinsatzes auf dem Gebiet der Baustatik beurteilen und weitgehend überblicken lässt, ist heute auch die tatsächliche, quantitative Begrenzung der Fähigkeiten dieser Rechengeräte sowie die mutmassliche Entwicklungsrichtung der elektronischen Datenverarbeitung genügend klar erkennbar, um feststellen zu dürfen, dass dem weiteren Vordringen der Computerstatik, gemessen an den in sie gesetzten Hoffnungen, äus-

serst enge Grenzen gesetzt sind.

Ohne hier auf die an sich sehr verwickelten Einzelheiten der Problematik grosser Computersysteme eingehen zu wollen, sei nur erwähnt, dass diese Schwierigkeit vor allem mit der in allen modernen numerischen Methoden der Baustatik notwendigen Operation der Matrizeninversion selbst und der bei der Berechnung grosser Gleichungssysteme auftretenden numerischen Instabilitäten zu tun hat. Die Rechenzeit steigt mindestens mit der dritten Potenz der Anzahl von Unbekannten. Aehnlich verhält es sich mit der erforderlichen Grösse der Rechenanlage. Es gibt keine Anzeichen dafür, dass kommende Computergenerationen diese grundlegende Schwierigkeit überwinden werden.

Die Computerstatik wird sich daher in einer voraussehbaren Zukunft darauf beschränken müssen, die Berechnungsmethoden auf den schon eroberten Gebieten (Stabstatik, Flächentragwerksstatik angewandt auf relativ einfache Geometrien etc.) zu verfeinern, und für den Ingenieur leichter zugänglich zu machen. Denn auch die Verfahren des In- und Outputs lassen bei schwierigen Programmen noch vieles zu wünschen übrig.

Ganz anders steht es auf dem Gebiet der Modellstatik. Sie ist auf bestem Wege, durch sinnvolle Integration der elektronischen Rechenmaschinen als Prozessrechner in den Versuchsablauf, ihre herkömmliche Schwerfälligkeit zu überwinden und durch Einsatz moderner Messtechnik die Zuverlässigkeit der experimentell erfassten Daten bis zur Perfektion zu steigern. Die mit mühsamen Rechengängen verbundene Umdeutung der Messwerte in die den Ingenieur interessierenden Aussagen wird vom Computer spielend bewältigt.

Die Modellstatik wird durch diesen Wandel endlich aus einer überwiegend handwerklichen Technik heraus zu einer neuen Art selbständigen Berechnungssysteme entwickelt, in welchem das Modell, als das die Lösung tragende Analogon, über die Messtechnik mit dem Computer in direkter Verbindung steht. Dieses neue Konzept ermöglicht nicht nur die Simulation beliebig vieler und vielartiger Lastfälle

und Randbedingungen sowie die Erfassung einer unbegrenzten Anzahl von zuverlässigen Messwerten in kürzester Zeit, sondern sie eröffnet zudem auch von der Theorie her bisher unbeschrittene, wesentlich elegantere Wege zur Behandlung baustatischer Probleme.

Wegen dieses Wesensunterschiedes der neuen, auf dem Experiment beruhenden Bemessungsverfahren drängt es sich auf, sie durch einen neuen Begriff, die Hybridstatik, von der klassischen Modellstatik zu unterscheiden.

Da das Modell die Lösung des elastischen Problems selbst beinhaltet, ist der Computer nicht mit dem für seine innere Struktur widernatürlichen Problem ausgedehnter Matrizeninversionen belastet. Die Hybridstatik ist daher, bei sinnvoller Arbeitsteilung zwischen Modell und Computer in der Lage, jede noch so verwickelte Aufgabe mit vernünftigem Aufwand kurzfristig und exakt zu lösen. Es wäre wünschenswert, wenn diesem neuen Durchbruch der Modellstatik als mächtiges Mittel zur Bemessung des Schwergewichtes Beiträge aus der Praxis gewidmet würden. Es ist das Denken in Systemen, welches erlauben wird, in Zukunft ganz allgemein weit mehr und sinnvollere Aussagen aus dem Experiment zu gewinnen als bis anhin. Die Erkenntnis, dass die Zukunft experimenteller Verfahren in der Symbiose mit dem elektronischen Computer liegt, hat auch eine neue Bewertung der Messverfahren zur Folge, da nur Methoden, welche erlauben, die mechanische Information in Form elektrischer Signale darzustellen, in die Hybridstatik integriert werden können.

Die bleibenden Aufgaben der Modellstatik

Im Gegensatz zur analytischen Baustatik, wo das Gesamtverhalten eines Tragwerkes durch mathematische Verknüpfung (Integration der Differentialgleichung) einer Modellvorstellung über das örtliche Materialverhalten ermittelt wird, besteht die Aufgabe der Modellstatik darin, das physikalische Modell, welches das Verhalten des Tragwerkes als Kontinuum simuliert und damit die Lösung des gestellten Problems a priori enthält, durch geschickte Versuchsver-

fahren unter möglichst vielfältigen Belastungsbedingungen über sein Verhalten auszufragen und die gemessenen Wirkungen in für den Ingenieur brauchbarer Form darzustellen.

Der Aufgabenbereich der Modellstatik lässt sich daher in drei bleibende Hauptgebiete aufteilen, auf welchen allen noch grosse Entwicklungsarbeit zu leisten ist:

1. Die Problematik des Modelles als Analogon selbst d.h. die Erfüllung der von den Aehnlichkeitsgesetzen geforderten Bedingungen an die physikalischen Eigenschaften des Modelles.
2. Die Versuchs- und Messtechnik, welche erlaubt, allgemeine Lastfälle und Lastarten, also Ursachen zu erzeugen und die Wirkung durch Messung zu erfassen.
3. Die sinnvolle Deutung der gemessenen Grössen, d.h. deren Umrechnung in für den entwerfenden Ingenieur sinnvolle Aussagen, aufgrund welcher er in die Lage versetzt wird, seinen Prototyp richtig zu bemessen.

Das physikalische Modell als Analogon

Die Anforderungen, welche an die physikalischen Eigenschaften des Modelles zur Simulierung des Tragverhaltens des Prototyps gestellt werden müssen, sind durch die Aehnlichkeitsgesetze der Mechanik determiniert. Die gleichzeitige Erfüllung aller denkbarer Aehnlichkeitsbedingungen ist technisch nicht möglich und in vielen Fällen auch nicht erforderlich. Man beschränkt sich daher darauf, je nach Versuchsart und Zielsetzung des Modellversuches verschiedene Gruppen von Modellbedingungen einzuhalten. Bei allen im folgenden aufgeführten Beispielen wird geometrische Aehnlichkeit des Modelles zum Prototyp vorausgesetzt, eine Bedingung, deren Erfüllung nur in unwesentlichen Ausnahmefällen umgangen werden kann.

VersuchstypAehnlichkeitsbedingung

- Statische Modelle

Elastische Modelle im linearen Kraftdeformationsbereich

Hooke'sches Gesetz
Poisson'sche Zahl

Elastische Modelle im nicht-linearen Kraftdeformationsbereich

zusätzlich:
Aehnlichkeit der Verformung

Plasto-elastische Modelle, Bruchmodelle

zusätzlich:
Aehnlichkeit der Spannungs-Dehnungs-KennlinieVerbundmaterialien
(z.B. bewehrter Mikrobeton)

relative Aehnlichkeit zwischen den Eigenschaften der Verbundmaterialien

Aehnlichkeit der Verbundwirkung

- Dynamische und Hydro- oder Aeroelastische Modelle

Die Modelle für diese Versuchsarten entsprechen einem der oben aufgeführten Typen für statische Versuche und müssen (oder sollten) je nach Zielsetzung des Versuches zusätzliche Aehnlichkeitsbedingungen erfüllen, welche beispielsweise sein können:

Bedingung an die Materialdichte

Druckkoeffizient

Reinold'sche Zahl

Froud'sche Zahl

Strouhal Zahl

Mach'sche Zahl etc.

Die gleichzeitige Erfüllung von mehreren Aehnlichkeitsbedingungen stösst oft auf grosse technische Schwierigkeiten und ist in anderen Fällen gar nicht erreichbar. Viel Erfindungsgabe wurde auf die Entwicklung von exakten Simulationsmodellen aufgewendet und es ist zu erwarten, dass zu diesem Thema am Kongress wertvolle technische Lösungen beigetragen werden.

Wandel in Versuchs- und Messtechnik

Die Versuchstechnik hat die Aufgabe, Wirkungen auf dem Modell zu verursachen, d.h. allgemeine Lastfälle zu erzeugen, seien dies

nun Belastungen durch äussere oder innere Kräfte (wie z.B. Temperatur), oder Verschiebungen. Die Messtechnik ermöglicht die quantitative Erfassung der Wirkung der Lastfälle auf das Modell, die Registrierung von statischen oder dynamischen Deformationen und Kräften.

Im letzten Dezenium hat die elektronische Messtechnik eine ähnlich spektakuläre Entwicklung wie der elektronische Computer durchgemacht. Mechanisch-elektrische Wandler (Messaufnehmer), welche die Erfassung aller interessierenden mechanischen Wirkungen mit hoher Präzision und in kürzester Zeit in Form eines elektrischen Signals gestatten, sind heute überall erhältlich.

Messabfrageeinrichtungen erlauben das rasche Umschalten von Messstelle zu Messstelle.

Der entscheidendste Durchbruch auf dem Gebiet der Messtechnik, der die gesamten Versuchsverfahren der Zukunft, nicht nur der Modellstatik, in Kürze grundlegend wandeln wird, basiert auf der Entwicklung der Analog-Digital-Converter, welche es ermöglichen, einem Computer die gemessenen analogen Messwerte ohne Umwege in digitaler Form zuzuführen. Diese Voraussetzung erlaubt dem Computer, in direkte Konversation mit der physikalischen Umwelt zu treten.

Nach seiner inneren elektronischen Struktur ist die natürlichste Tätigkeit des Computers, logische Entscheide zu treffen, Boole'sche Algebra zu betreiben. Diese Eigenschaft zusammen mit der Möglichkeit der Analog-Digital-Wandlung prädestiniert den Computer zum zentralen Organ für die Steuerung und Regelung von Prozessen. Auf die Technik des Modellversuches angewendet, bedeutet dies, dass der Versuchsablauf, das Erzeugen der Belastung und das Abfragen der Messwerte vom Computer gesteuert vollautomatisch erfolgen kann. Diese Möglichkeit bringt nun gegenüber der üblichen halbmanuellen Messtechnik einen entscheidenden, in seiner Tragweite erst abschätzbaren Fortschritt:

- Der Versuchsablauf wird unvergleichlich viel flexibler:

Auswahl der Belastungsart und der Belastungsabläufe, sowie die .
Abfragung der Messwerte erfolgt durch den Computer. Der gesamte
Prozess des Versuchsablaufes wird daher programmierbar. Die zeit-
liche und örtliche Folge von Belastung und Messung wird vollkommen
frei wählbar und ist nicht mehr an starre Geräteeinstellungen ge-
bunden. Der exakte Zeitpunkt für jede Messung kann vorher bestimmt
werden. Zudem kann der Versuchsablauf durch erfasste Messergebnis-
se geregelt werden (z.B. Feststellung der Ueberschreitung von
Messbereichen und automatische Aenderung der Geräteeinstellung,
Alarm bei Auftreten irgendwelcher Störeffekte mit sofortiger Dia-
gnose der Ursache etc.)

- Die Messungen werden exakter und zuverlässiger:

Durch die automatische Registrierung und die direkte Weiterver-
arbeitung der Messdaten durch den Computer wird der menschliche
Irrtum ausgeschaltet. Von der höheren Präzision moderner analo-
ger Messgeräte abgesehen, wird die Genauigkeit der Messung durch
die Automation zusätzlich entscheidend durch die Möglichkeit,
den Zeitpunkt der Messung auf Bruchteile von Tausendstel Sekun-
den genau zu wählen, gesteigert. Zudem können auf Wunsch Mes-
sungen zu gewählten Zeitpunkten beliebig oft wiederholt werden
und die Daten durch vom Computer durchgeführte statistische Ueber-
legungen gereinigt werden. Automatische Eichmessungen werden in
den Messprozess eingebaut.

- Der Versuchsablauf erfolgt unvergleichbar schneller:

Die Mess- und Registrierabläufe erfolgen über den Prozessrechner
mit geeigneter Peripherie (z.B. Magnetband, Discs etc.) in der
Grössenordnung von tausendmal schneller, wie bei einer Handable-
sung.

Die Steuerung und Regelung des Ablaufes entbindet den Menschen
von langwierigen und langweiligen Eingriffen in den Versuchsab-
lauf. Die notwendigen Steuerentscheide werden vom Computer zu-
verlässig innert Sekundenbruchteilen getroffen.

- Bessere und einfachere Lasterzeuger und Messaufnehmer können in
weit grösserer Anzahl eingesetzt werden:

Früher hing die Präzision von Messergebnissen einzig von der Genauigkeit der Messaufnehmer selbst und den Eigenschaften der Messverstärker ab. Man verlangte aus Gründen der Einfachheit für die Auswertung eine temperaturstabile, lineare Kennlinie zwischen mechanischen und elektrischen Effekten. Diese Forderung zwang zum Bau von teuren Präzisionsinstrumenten. Im Messkreis, in welchem on-line ein Computer eingeschaltet ist, kann jedoch ein grosser Teil der Eicharbeit dem Rechengert überbunden werden. Vom Analogteil der Messkette wird dann nur noch eine mechanisch-elektrische Kennlinie gefordert, welche reproduzierbar ist. Jedem einzelnen Messaufnehmer zugeordnete, einmal bestimmte Eichwerte erlauben dem Computer, die anfallenden Messsignale in die gesuchten mechanischen Grössen umzurechnen.

Die Erkenntnis, dass der Einsatz des Computers als Prozessrechner ganz allgemein eine Entmaterialisierung der Versuchstechnik ermöglicht, ist für die Weiterentwicklung neuer Versuchssysteme von entscheidender Bedeutung. Versuchseinrichtungen und Messaufnehmer, welche nur in Verbindung mit dem Computer Ergebnisse höchster Präzision liefern, können mit einem Bruchteil der bisherigen Kosten hergestellt werden. Dies ermöglicht in der Zukunft den Bau sehr vielfältig einsetzbarer Belastungseinrichtungen und den wirtschaftlichen Einsatz einer stark gesteigerten Anzahl von Messaufnehmern.

Die Weiterverarbeitung der einmal gewonnenen Messdaten zu Aussagen, welche den Ingenieur für die Bemessung seines Tragwerkes interessieren (Uebertragung der am Modell ermittelten Werte auf den Prototyp, Berechnung von Schnittkräften, analytische Simulierung von Lastfällen etc.) kann in einfachen Fällen on-line erfolgen. D.h. gesuchte Ergebnisse liegen nach Abschluss des Versuches schon in der gewünschten Form vor. In den meisten Fällen wird jedoch die endgültige Auswertung der Messdaten auf dem Computer in einem zweiten Arbeitsgang erfolgen. Wesentlich scheint die Erfüllung der folgenden Forderung an die Modellstatik der Zukunft:

Die neue Versuchs- und Messtechnik erlaubt die wirtschaftliche Erfassung und Registrierung einer beinahe unbegrenzten Menge von Information allgemeiner Art über das untersuchte Tragwerk. Nach Ab-

schluss des einen Versuchsablaufes hat das physikalische Modell ausgedient. Alle weiteren Simulationen erfolgen nur noch analytisch auf dem Computer. Hier wird die eigentliche Ingenieurarbeit geleistet.

Diese Philosophie der Trennung des analogen, an das physikalische Modell und die Versuchseinrichtungen gebundenen Teilprozesses vom Auswertungsprozess bringt entscheidende Vorteile:

- Das Modell kann nach kurzer Verwendung abgebaut werden und die Versuchseinrichtungen stehen für die experimentelle Analyse eines weiteren Modelles zur Verfügung.
- Die allgemeine Information kann, auf einem geeigneten Datenträger gespeichert, beliebig lange Zeit archiviert werden, so dass jederzeit weitere Simulationen mit den vorhandenen Daten durchgespielt werden können. (Beispiele: Aenderung der Auflagerbedingungen, Nachvollziehen einer Erdbebensimulation, Berechnung der bei einem Belastungsversuch zu erwartenden Beanspruchungen an einem Brückenbauwerk etc.)
- Ein weiterer wesentlicher Vorteil in der Trennung von Informationserfassung und ingenieurmässiger Simulation auf dem Computer besteht in der Erleichterung der Telekommunikation zwischen Versuchslaboratorium und entwerfendem Ingenieur. Die neue Versuchstechnik kann nur von hochspezialisierten Instituten mit dem entsprechend ausgebildeten Personal beherrscht werden. Die Ingenieure der Praxis sind daher einerseits auf eine gute Zusammenarbeit mit diesen Institutionen angewiesen, haben aber andererseits grösstes Interesse daran, kurzfristig die verschiedensten Aussagen über ihr Tragwerk zu erhalten und vor allem: Sie möchten je nach Zwischenergebnis Einfluss auf den Auswertungsprozess haben. Es ist nun durchaus denkbar, dass der entwerfende Ingenieur, mit der entsprechenden Software ausgestattet, die Auswertung der Versuchsergebnisse an seinem Arbeitsort selbst durchführt. Das Labor beliefert ihn nur mit einem die Information über die Versuchsergebnisse enthaltenden Datenband. Dadurch wird die geographische Distanz zwischen Labor und Ingenieur bedeutungslos.

Dieses Zukunftsbild der Modellstatik, an dessen Realisierung heute intensiv gearbeitet wird, baut auf den Fortschritten der elektronischen Messtechnik und den Möglichkeiten der Computertechnik. Wo früher mühsam tausend Messwerte registriert und ausgewertet wurden, werden heute spielend Hunderttausende von Daten erfasst und verarbeitet. Traditionelle Messtechniken, welche sich für die Computereingabe nicht eignen, werden daher entsprechend abgewertet. Vor allem eignen sich für die Aufnahme von Messwerten die direkten mechanisch elektrischen Wandler, wie Widerstandsmessstreifen, induktive und kapazitive Geber. Alle mit diesen Geräten ausgeführten Messverfahren, auch bei ihrem Einsatz in grosser Zahl, weisen oft eine stark empfundene Unzulänglichkeit auf: Sie erfassen immer nur eine begrenzte Anzahl örtlicher Effekte. Elektrische Messverfahren, welche imstande wären z.B. ein Dehnungsfeld als Kontinuum zu erfassen, existieren meines Wissens nicht. Verfahren, welche, abgesehen von Beschränkungen anderer Natur, diese Bedingung erfüllen (z.B. Fotoelastizität, Moiré-Verfahren), eignen sich hingegen vorerst nicht zur Computereingabe. Hier liegt ein zentrales Problem für die weitere Entwicklung der Modellstatik.

Neben diesen versuchstechnischen Aspekten besteht für die weitere Perfektion der Hybridstatik ein weites Arbeitsfeld auf rein theoretischem Gebiet. Eine Systematik der Modellauswertung besteht nur in Ansätzen. Es stellt sich die Aufgabe, durch analytische Verknüpfung einzelner Messwerte auf die den Ingenieur vor allem interessierenden Schnittkräfte zu schliessen. Welche Messkombinationen führen optimal zur sicheren Bestimmung von Schnittkräften?

Wo am Modell dürfen diese Messungen vorgenommen werden, ohne zu Fehldeutungen zu führen? Durch den Einsatz des Computers sind auch hier grössere Freiheiten erlaubt, da der Arbeitsaufwand für die analytische Auswertungsarbeit kaum mehr als Kriterium für die Zulässigkeit eines Verfahrens ins Gewicht fällt.

Wandel in der baustatischen Betrachtungsweise

Im vorigen Abschnitt wurde aufgezeigt, dass die neuen Mittel

der elektronischen Messtechnik in Verbindung mit dem Computer als Prozessrechner erlauben, bei Steigerung von Zuverlässigkeit und Messgenauigkeit in eine neue Grössenordnung von Geschwindigkeit der Erfassung und Menge der Information über das statische Verhalten von Versuchskörpern vorzudringen.

Die neuen Möglichkeiten, welche sich der Hybridstatik eröffnen, beschränken sich jedoch nicht auf die Quantität der zur Weiterverarbeitung zur Verfügung stehenden Information selbst. Die beschriebenen technischen Voraussetzungen eröffnen vielmehr Wege der Analysis für baustatische Berechnungen, welche bisher wohl bekannt, aber mangels geeigneter analytischer Methoden nie in der Praxis eingesetzt werden konnten.

Wir stehen heute erst am Beginn der Entwicklung dieser neuen, auf Hybridsystemen beruhenden baustatischer Berechnungsverfahren. An einem Beispiel, angewendet auf linear-elastische Probleme, kann jedoch der Grundgedanke aufgezeigt werden.

Sämtliche analytische Methoden der Baustatik, einschliesslich die Finiten Elemente, verfolgen das Ziel, durch Zusammensetzen der untersuchten Tragwerke aus bekannten, definierten Elementen, eine Lösung für das elastische Verhalten und für die Schnittkräfte der gesamten Struktur als Kontinuum zu finden. Für jeden Lastfall muss eine neue Lösung gefunden werden. Zustandsflächen sind ebenso Lösungen wie Einflussflächen. Müsste eine beschränkte Anzahl von Zustandsflächen über Einflussflächen gewonnen werden so würde dies die Kenntnis von einer unvergleichlich viel grösseren Anzahl von Lösungen voraussetzen. Dieser Weg wird bei zwei- und dreidimensionalen Problemen daher nicht beschritten, da er zu aufwendig und damit unrealistisch erscheint.

In der modernen Modellstatik, wo die Erfassung einer beliebigen Anzahl von Messungen kein Kopfzerbrechen mehr bereitet, erweist sich nun gerade dieser "Umweg", gesamthaft gesehen, als der direkteste Weg. Jede Messung ist schon eine Lösung für das Tragverhalten des Bauwerkes als Kontinuum. Zudem lässt sich die Erzeugung

von beliebig vielen Einheitslastfällen, angreifend an beliebig vielen Stellen, weit leichter automatisieren als die Erzeugung einer beschränkten Anzahl von Lastgruppen. Man wird daher die Versuchstechnik der Hybridstatik auf dem Gebiet der linear-elastischen Probleme darauf ausrichten, eine möglichst grosse Menge von Einflussfunktionen zu erzeugen. Dem Ingenieur fällt damit eine ungewohnt aussagekräftige Lösungsmenge über sein Problem in den Schoß, mit welcher er seine Probleme weit eleganter formulieren kann wie bis anhin.

Die speziellen Lösungen seines Problems können dann immer in der folgenden, für das zweidimensionale Problem angeschriebenen Form gewonnen werden:

$$E^P(u_0, v_0) = \int_F L^Q(x, y) \cdot e^{PQ}(u_0, v_0, x, y) \, dx \, dy$$

Ein Effekt E^P (eine Schnittkraft, eine Spannung, eine Verschiebung etc.) an der Stelle u_0, v_0 ist gleich dem Integral über dem Produkt aus der Ursache L^Q (eine Lastverteilung, Momentenverteilung, Verschiebung etc.) und der experimentell gefundenen Einflussfunktion e . Je nach der Anzahl N der untersuchten Stellen und derjenigen der Beanspruchungsarten P und der Belastungsarten Q müssen also $N \cdot P \cdot Q$ Einflussflächen gewonnen werden. Eine moderne Hybridanlage erzeugt hundert bis tausend Einflussflächen mit je Hunderten von Einzelwerten pro Stunde. Es wird also unabhängig vom Schwierigkeitsgrad der gestellten Aufgaben, in kurzer Zeit, eine auch in der reinen Computerstatik ungekannte Resultatmenge erzeugt.

Die weitere Arbeit des Computers beschränkt sich nun ausschliesslich auf die Manipulation der in Form von Matrizen vorhandenen Einflussfunktionen. Die Simulation der Wirkung irgendwelcher Lastfälle wird zum Spiel. Einfachste Computeroperationen führen zu den gewünschten Ergebnissen. Der Berechnung einer beliebigen Anzahl von Lastfällen steht nichts entgegen. Die Programmierung von beliebigen Verkehrslastfällen, die Berechnung von Grenzwerten, die Entwicklung von Optimierungsprogrammen für die Vorspannung (deren Wirkung selbstverständlich auch über Einflussfunktionen gewonnen wird), sind Aufga-

gaben, welche aufgrund der bekannten Funktionen weit leichter lösbar sind, zudem ist der Lösungsweg computergerechter als die üblichen Methoden der analytischen Baustatik.

Aus leicht einzusehenden Gründen sind der Menge der Daten, welche der Computer auf die beschriebene Weise zu manipulieren imstande ist, praktisch keine Grenzen gesetzt. Der Hauptgrund liegt darin, dass die notwendigen Matrizenoperationen keine grossen Inversionen erfordern. Daher können die an sich relativ kleinen Matrizen immer sequentiell aus dem Massenspeicher (z.B. Magnetband) über den Kernspeicher geführt werden. Ein Kleincomputer wird, wenn er Zugriff zu Einflussfunktionen hat, zu einem für den entwerfenden Ingenieur weit mächtigeren Instrument als heutige Grosscomputeranlagen. Der zeitliche und Kostenaufwand für die Lösung von baustatischen Problemen mit der Hybridstatik bleibt so auch bei den schwierigsten Aufgaben in vernünftigen Grenzen.

Rückblickend sei eine mehr philosophische Bemerkung gestattet:

Unsere Baukonstruktionen sind Bestandteil unserer physikalischen und damit der analogen Umwelt. Dasselbe gilt für unsere Experimente, seien dies nun Modellversuche oder andere Untersuchungen, auf deren Anschauung wir unsere theoretischen Vorstellungen über die Baustoffe und das Tragverhalten erarbeiten.

Unsere analytischen Modellvorstellungen, welche nie die physikalische Wirklichkeit selbst darstellen und deshalb immer nur mehr oder weniger brauchbare Näherungen sein können, erfüllen dann ihren Zweck, wenn sie allgemeinere Aussagen über einen Problemkreis gestatten. Die Analytik dient dem Ueberblick. Hier liegt ihre Berechtigung.

Vergleicht man nun auf dem linear-elastischen Gebiet die Methode der Finiten Elemente mit der Technik der Hybridstatik, so muss man den an sich überraschenden Schluss ziehen, dass die aus dem Analogon gewonnenen Ergebnisse dem entwerfenden Ingenieur allgemeinere Aussagen für die Bemessung in die Hand gibt als der ana-

lytische, rein abstrakte Weg, mit all seinen nicht ganz übersehbaren Unsicherheiten. Weshalb denn das Kontinuum zuerst mit viel Geduld in grobe Elemente zerteilen, um es dann mühsam wieder einigermaßen zusammenzuflicken?

Zusammenfassung

Durch Einsatz der modernen elektrischen Messtechnik und des Computers als Steuerorgan des Versuchsablaufes wie auch als Datenverarbeitungsmaschine wird das bisher bekannte Gesicht der Modellstatik grundlegend gewandelt. Das Modell wird zum reinen Analogon, welches technisch gegenüber früher weitgehend vereinfacht, in Symbiose mit dem Computer, ein mächtiges, weit eleganteres Werkzeug für die Bemessung zu werden verspricht. Wir bezeichnen diese integrierten Systeme zur Bemessung als Hybridstatik.

Summary

Taking advantage of the recent development of electric measuring techniques and the computer, performing as a process control machine and data processing unit, the familiar aspect of structural models will be essentially transformed. The model, being now physically simplified, serves only as an analogue input and, in symbiosis with the computer, promises to become a very powerful and elegant tool for structural design. We call these integrated systems hybridanalysis of models.

Résumé

Profitant du développement de la technique des mesures électriques et de l'emploi de l'ordinateur, utilisé aussi bien comme machine cybernétique qu'informatique, l'apparence habituelle de l'essai sur modèle est soumise à une transformation fondamentale. Le modèle, dont l'aspect physique est considérablement simplifié, sert de pure entrée d'analogie et promet de devenir, en symbiose avec l'ordinateur, un instrument de dimensionnement extrêmement puissant et élégant. Nous appelons ces nouveaux systèmes intégrés pour l'investigation de structures, analyse hybride de modèles.

Leere Seite
Blank page
Page vide