

IX. Lessons from the behaviour of structures

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **11 (1980)**

PDF erstellt am: **13.07.2024**

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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



SEMINAR

IX

Lessons from the Behaviour of Structures

Leçons du comportement des structures

Lehren aus dem Verhalten von Tragwerken

Co-chairmen: H. Mathieu, France
 R. Krapfenbauer, Austria

Coordinator: H. Hugi, Switzerland

Leere Seite
Blank page
Page vide

Introduction and Summary

HANS HUGI

Professor

Swiss Federal Institute of Technology

Zurich, Switzerland

Pessimists think, that already in a near future architects, engineers and contractors will be more occupied with the existing structures - in strenghtening, repairing, restoring, transforming or demolishing them - than with the erection of new structures. In any way, for the benefit of existing and planned structures, there is in the whole world a growing interest in getting valuable lessons from the behaviour of our structures. So we have got, to our pleasure, a great number of contributions, and I will try to bring some system into the papers which have been selected for our seminary.

In the last time, more and more organisations of normally official or semi-official character are installed which deal with the registration and with satistical investigations about the reasons of b a d behaviour of structures. The first three contributions, presented by Mr. L o g e a i s , France, and Mr. M a h i e u , Belgium, show us results evaluated in such organisations.

The next group of papers, coming from Denmark (N i e l s o n), USA (B o u w k a m p) and Japan (M a e d a) are almost in the center of the topic. Not too scarce are to-day the possibilities to make measurements and other investigations on bridges or other structures which - after having served normally for some 20 or 30 years - are taken away because having become too narrow or too weak or by-passed in a new traffic situation. The lessons we get out of tests up to rupture on such buildings are highly interesting in two ways: first they include the whole impact of a realistic service - situation and secondly they don't show us only the weak points, i.e. the b a d behaviour, but also the g o o d behaviour of our structures! I think that especially Mr. Maeda in his contribution will point out very clearly this particular aspect.

The next dozen of papers is grouped with reference to the building materials: steel, concrete and timber. They show us case-studies of damages and strategies of repair or recommandations how to avoid such disorders.

The steel-group comprehends the contributions of Mr. H a l a s z (Hungary), Mrs. K a r n i k o v a (Czechoslovakia), Messrs. F i s h e r (USA), V a n d e p i t t e (Belgium), M e h u e (France) and B e y e r (Germany). Let me point out only two particularities: The strategy, which was adopted after careful investigations in the case-study exposed by Mr. Beyer was to do n o t h i n g and to accept the slightly transformed situation. This must be possible too! And in the paper of Mr. Vandepitte we will find a very original and sophisticated help for designers to avoid the described instabilities.

The concrete-group comprises contributions from France (Messrs. D a r p a s , P o i n e a u , V i r l o g e u x) from USA (Mr. B r e e n) and from Hungary (Mr. T r ä g e r). We find here of course our well known problem children like: bridges built by cantilever-method and the impact of deicing salt.

The timber-group contains two interesting contributions from USA presented by Messrs. V e r n a and S a n d e r s , showing, once more, the often unexpected possibilities of this very sympathetic building material.

Finally have been selected two contributions dealing with consolidation and restoration of historical monuments. The first, presented by Mr. S i g r a i (Hungary) concerns a remarkable steel structure of the last century, the Western Railway Station of Budapest and the second the world famous 15 centuries old Galata Tower of Istanbul. Mr. A r i o g l u speaking about. The technical problems connected to the restoration of ancient monuments are highly interesting and challenging. The engineer must leave pre-fabricated ideas and deal fundamentally with properties of materials like clay, brick, stone, mortar, timber etc. and further with old and new technologies and their combination.

Now some general remarks: Not only the designer and the manufacturer of structures make mistakes which program possible bad behaviour into our buildings. The u s e r too is to be observed. He is responsible for the impact of chocs against bridges by to highly loaded vehicules (Mr. Mahieu speaking about) of ships against piers, the deicing-salt tragedy and finally for the progressive pollution of the air bringing a very severe some-times even catastrophic impact to our buildings, especially to precious ancient monuments.

But let me close nevertheless with our own mistakes; there remains enough to do. I wish to point out a specific category of errors in design which very often lead to bad cracks in concrete structures without normally being catastrophic. It deals with the problem, what really happens between the steel bars (prestressed or not) and the concrete in anchoring zones, in zones of supports or in zones where the forces are deviated, in frame corners and so on. We are too much fixed in simple model-thinking. One very common model is the Navier beam-flexion model. But this model is only accurate when the introduced forces had enough time, this means enough space and way to be distributed over the whole section. This is not the case

in the above mentioned zones and other models must be taken in consideration.

Dealing as an expert with damage problems, one is often surprised how poorly even experienced designers are aware of the real situation. But if one wants to make use of prestressed stirrups e.g., he should be aware of what happens between bars and concrete and where it happens! Mr. Virlogeux is speaking to us about this problem.

Prof. Schlich of Stuttgart, within his activity in CEB, is preparing a handbook bringing a certain systematisation in this field. He has exposed us his ideas at Zurich recently; unfortunately he is not able to join us here. This handbook shall introduce by truss or frame analogy a restricted number of models permitting a better understanding of the flow of forces in this particular zones. I think this to be a very valuable effort and hope that we will get more detailed information about it in one of the next symposia of IABSE.

SUMMARY

The seminary "Lessons from the Behaviour of Structures" took place in the morning of september 4th 1980 in the Rittersaal of the Hofburg Vienna. Under the excellent guidance of the chairman, Mr. Mathieu, France, it has found great interest. The 21 registered contributions took the main part of the time. For free discussion, only twenty minutes remained available, and the following contributions have been presented:

- Dr. A. Tedesko, USA, honorary member of IABSE, gives a precious information about "EPIC" Engineering Performance Information Center, Washington D.C.. This institution can be contacted by engineers and scientists for a wide range of problems connected with the behaviour of structures
- Dr. H. Träger, Hungary, refers to the contribution of Mr. Mahieu. According to experiences in Hungary, he proposes soft portals which get only partly damaged for the detection of too highly loaded vehicles
- Prof. M. Ivanyi, Hungary, refers to the contribution of Prof. Halasz. Plate buckling has a strong influence on load-carrying and deflection capacity of frames. By means of plastic hinge concept taking into account the plate buckling as well, both, load-carrying and deflection capacity can be analysed
- Prof. M. Yamada, Japan, too, refers to the contribution of Prof. Halasz, which he completes by his own experiences carried out in Japan. He points out the influence of the cumulation of axial deformations in the columns on the bearing capacity of steel frames

- Dr. D a r v a s , Hungary, refers to the contribution of Prof. Maeda, and shows experiences with composite girder bridges in Hungary. The construction of composite steel bridges is economical in the range of 50-100 m spans. In order to improve the economy, box sections, modern erection methods, stressing of the steel structure by means of cables, precast deck slabs and field welded connections are used
- Prof. P. F e r e n c i k , CSSR, shows an analysis of the stress distribution in the anchoring zone of prestressed steel girders. The theoretical results are verified on test girders
- Mr. S c h r e c k , GFR, proposes specially implemented isostatic systems to avoid temperature cracks in concrete structures
- Mr. T. J a v o r , CSSR, refers to the activity of the RILEM "Comittee for long-time experience" and shows longterm observations on prestressed concrete bridges built by cantilever system.

The c o n c l u s i o n is made by the co-chairman Prof. K r a p f e n b a u e r , Vienna. He summarizes briefly the registered contributions. The topic is too wide and versatile for permitting general remarks and recommendations. The main interest was to get experiences on the behaviour of structures and different strategies of observation, repair and prevention of damages from countries all over the world.

**IX****Etudes statistiques sur le comportement des structures de bâtiments**

Statistische Untersuchungen über das Verhalten von Tragwerken

Statistical Investigations on the Behaviour of structures

LOUIS LOGEAIS

Délégué Général

Bureau Sécuritas

Paris, France

RESUME

Le Bureau Sécuritas a établi des statistiques à partir de 10 000 dossiers de sinistres de bâtiments déclarés aux Compagnies d'Assurance entre 1968 et 1978.

La présente communication analyse les cas les plus fréquents dans le domaine des structures en maçonnerie, béton armé, charpente métallique, charpente en bois, en distinguant les sinistres dus aux défauts de conception, aux erreurs de calcul, à la mauvaise mise en œuvre.

ZUSAMMENFASSUNG

Das Büro Sécuritas hat eine statistische Untersuchung aus 10 000 Bauschadenfällen, die von 1968 bis 1978 den Versicherungsgesellschaften gemeldet wurden, erarbeitet.

Der vorliegende Beitrag analysiert die häufigsten Bauschadenfälle im Hoch-, Eisenbeton-, Stahl- und Holzbau, und unterscheidet Entwurfs-, Berechnungs- und Ausführungsfehler.

SUMMARY

The Bureau Sécuritas has drawn up statistics from 10 000 dossiers of building accidents declared to Insurance Companies between 1968 and 1978.

The present contribution analyzes the most frequent types of accidents in masonry structures, reinforced concrete works, metal works and timber structures. This analysis shows the percentages of damages depending on their main causes: defects in design, computing errors, defective placing.



1. PREAMBULE

Depuis sa fondation, en 1929, le BUREAU SECURITAS a accumulé dans ses archives environ 35 000 dossiers de sinistres expertisés par ses Ingénieurs au cours de missions qui lui avaient été confiées par les Compagnies d'Assurance Françaises. L'exploitation de ses dossiers a fait l'objet de plusieurs chroniques de pathologie publiées en France par les ANNALES de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics (1).

Parmi ces dossiers, le BUREAU SECURITAS a choisi une population de 10 000 sinistres, survenus entre 1968 et 1978, afin d'effectuer, avec l'aide de l'ordinateur, une analyse statistique (2).

Les données ci-après explicitent ou complètent cette étude statistique. Faute de renseignements suffisants, il n'est toutefois pas possible de connaître en France :

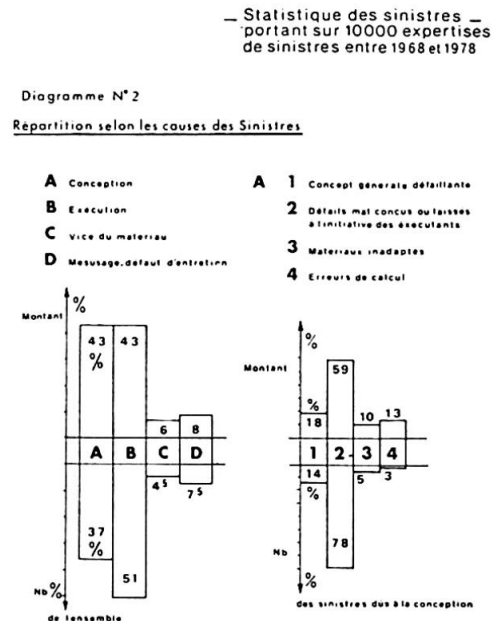
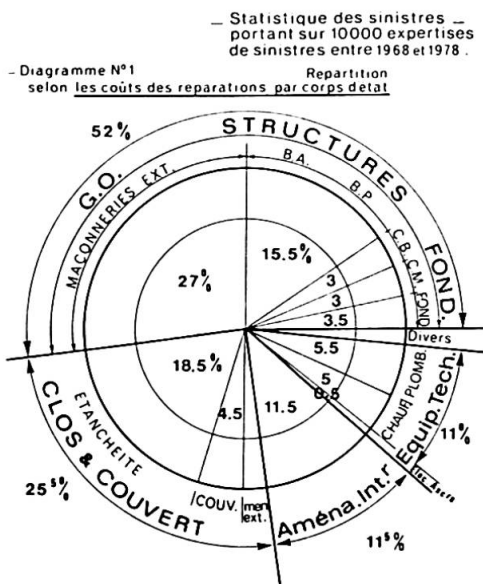
- le nombre total des ouvrages sinistrés par rapport à ceux qu'ont expertisés les Ingénieurs du BUREAU SECURITAS,
- le pourcentage des ouvrages sinistrés par rapport à ceux qui ont été construits au cours de la période correspondante.

2. STATISTIQUES

D'après l'étude statistique du BUREAU SECURITAS sur 10 000 dossiers annoncée précédemment, le coût des réparations des désordres affectant les structures (fondations, murs ou poteaux porteurs, voiles, planchers) représente 52 % de l'ensemble, la répartition étant la suivante (diagramme n° 1) :

– murs en maçonnerie	27,0 %
– ouvrages en béton armé ou précontraint	15,5 %
– charpente métallique	3,0 %
– charpente bois	3,0 %
– fondations	3,5 %

La gamme des désordres est très étendue, puisqu'elle peut aller de la fissure sans gravité, due aux variations thermohygro-métriques des matériaux, jusqu'à l'effondrement total.

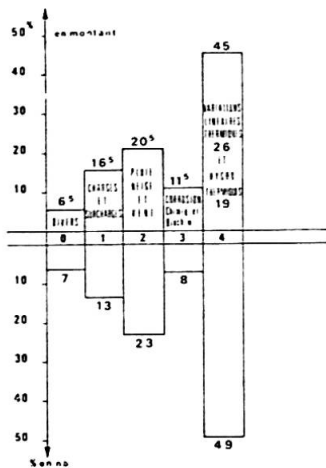


(1) ANNALES de l'I.T.B.T.P. - Références des chroniques de pathologie publiées : G.O. 8, G.O. 10, G.O. 13, G.O. 16, G.O. 19, G.O. 23, C.M. 85.

(2) ANNALES de l'I.T.B.T.P. - Décembre 1979 - Référence Q.G. 141.

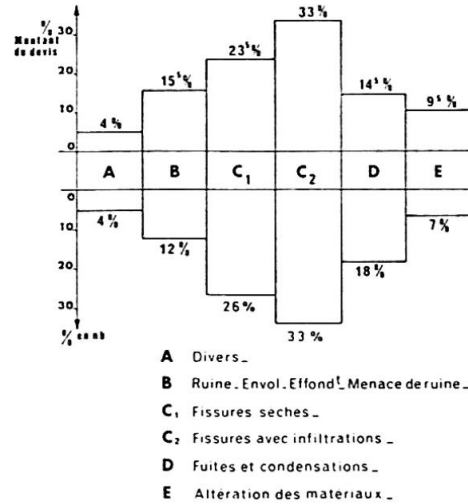
— Statistique des sinistres —
portant sur 10000 expertises
de sinistres entre 1968 et 1978 .

Diagramme N°3 Répartition selon
les phénomènes à l'origine des désordres



— Statistique des sinistres —
portant sur 10000 expertises
de sinistres entre 1968 et 1978 .

Diagramme N°4 Répartition selon
les manifestations des désordres



- A Divers _
- B Ruine. Envol. Effondr. Menace de ruine _
- C₁ Fissures sèches _
- C₂ Fissures avec infiltrations _
- D Fuites et condensations _
- E Altération des matériaux _

Avant d'examiner plus en détail les catégories de structures énumérées ci-dessus, il paraît utile d'indiquer :

2.1. - La répartition selon les causes

Le diagramme 2 représente :

- dans sa partie gauche, les pourcentages de sinistres imputables à la conception, à l'exécution, au vice du matériau, à l'utilisateur ;
- dans sa partie droite, la ventilation des sinistres dus à la conception.

Bien sûr, cette classification est quelque peu arbitraire car :

- la conception s'effectue à plusieurs niveaux : maître d'œuvre, bureau d'études, entreprise,
- le vice du matériau peut résulter d'un mauvais choix et constituer donc une erreur de conception.

2.2. - La répartition selon les phénomènes à l'origine du désordre

C'est ce que représente le diagramme n° 3.

On y constate que le phénomène sinistrant qui vient en tête, et de loin, est constitué par les variations linéaires thermiques et hygrothermiques. Cependant, ce qui apparaît mal sur ce diagramme, c'est l'action néfaste de l'eau, qui intervient soit comme phénomène sinistrant (surcharge accidentelle d'eau sur des couvertures légères, fuites en toiture-terrasse, corrosion, condensations, tassement de fondations,...) soit comme phénomène aggravant (pénétration d'eau de pluie à travers des murs fissurés). On retrouve l'effet de l'eau pratiquement dans toutes les catégories du diagramme 3, ce qui a rendu la classification malaisée.

2.3. - La répartition selon les manifestations des désordres

C'est ce que montre le diagramme n° 4.



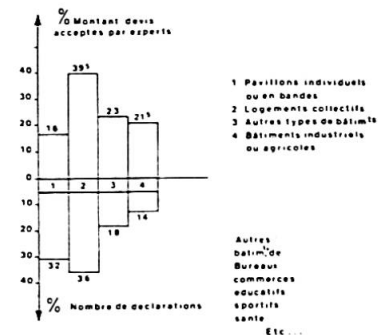
2.4. - La répartition selon les types de constructions

Elle est indiquée par le diagramme n° 5 ci-contre.

— Statistique des sinistres —
portant sur 10000 expertises
de sinistres entre 1968 et 1978 .

Diagramme N° 5

Répartition selon les types de constructions



3. LES STRUCTURES PORTEUSES EN MAÇONNERIE

Nous possédons dans nos dossiers environ 6 000 sinistres d'ouvrages en maçonnerie (y compris ceux qui font partie de l'étude statistique mentionnée ci-dessus).

Les désordres affectant de nos jours les structures en maçonnerie sont radicalement différents de ceux que l'on rencontrait il y a une vingtaine d'années. A cette époque, en effet, les effondrements représentaient environ 95 % des désordres de maçonnerie porteuse. Les ruptures affectaient principalement les éléments fortement sollicités et de faible largeur, c'est-à-dire les trumeaux. Parmi les matériaux responsables du plus grand nombre d'effondrements, on trouvait, loin en tête, les briques creuses, suivies par les blocs creux de béton de granulats légers, et, à un degré moindre, les blocs creux en béton de gravillon.

Grâce aux études entreprises à l'époque, et à des essais à rupture sur les murs en vraie grandeur, il a été possible de mieux définir les coefficients de sécurité. Des règlements concernant le calcul des murs porteurs en maçonnerie ont été élaborés et comme, d'autre part, les fabricants ont amélioré la qualité de leurs matériaux, les effondrements de maçonneries porteuses sont devenus extrêmement rares.

En effet, de nos jours, d'après nos statistiques, ces effondrements ne représentent plus que 3 % des sinistres affectant les ouvrages en maçonnerie (soit moins de 1 % de l'ensemble des sinistres, puisque, d'après le diagramme n° 1, les maçonneries interviennent pour 27 %) ; encore faut-il préciser que de tels effondrements se produisent, dans leur quasi totalité, en cours de travaux, sous l'action du vent, alors que les mortiers de montage sont encore frais, et que les murs ne sont pas encore stabilisés par un appui en tête (plancher, charpente, ...).

Par contre, les désordres qui affectent les structures en maçonnerie sont, actuellement, essentiellement constitués par des fissurations. Les maçonneries du dernier niveau représentent à elles seules plus de désordres que les maçonneries de tous les autres étages réunis. Cela s'explique par le fait qu'étant les moins chargées, elles résistent moins bien aux efforts qui leur sont imposés tant dans le sens vertical (flexion composée due à l'excentrement de la charge du dernier plancher) que dans le sens horizontal. Des fissures de cisaillement dues aux variations thermiques de la dalle du dernier étage sont en régression, grâce aux dispositions réglementaires pour économiser l'énergie qui exigent une forte isolation thermique du dernier plancher. Encore faut-il que cette isolation thermique soit placée sur la dalle, et non en dessous ; cette dernière disposition qui augmenterait les écarts saisonniers de températures dans le plancher supérieur, est absolument à proscrire. Elle a dans le temps provoqué des sinistres nombreux et coûteux.

On assimile habituellement aux maçonneries le béton non armé. Les effondrements ont presque complètement disparu, alors qu'il y a 20 ans, l'on eut à déplorer de nombreux sinistres avec le béton caverneux (qui n'est plus utilisé en France).

4. LES STRUCTURES EN BETON ARME

Nous possédons, dans nos archives, environ 4 000 dossiers de sinistres de béton armé.

Les désordres, nous l'avons vu, représentent 15 % de l'ensemble (diagramme n° 1).

La répartition en fonction du type d'ouvrage est donnée par le diagramme n° 6 ci-après. L'on remarque en particulier que les grands ouvrages (cuves, silos, tours) à la limite entre les ouvrages de bâtiment et les ouvrages d'art, coûtent cher au point de vue des réparations : ils ne représentent que 6 % en nombre, mais 26 % en montant des travaux de remise en état.



En gros, la répartition est la suivante :

— erreurs de conception	65 %
— erreurs d'exécution	30 %
- vice du matériau	5 %

Dans cette dernière catégorie, on trouve les ciments dérogés, les adjuvants et les huiles de démoulage.

Les désordres qui sont de nos jours les plus courants sont, par ordre de fréquence décroissante :

- les corrosions d'armatures placées trop près de la paroi extérieure,
- l'utilisation de poutrelles préfabriquées inadaptées (aussi bien au stade de la fabrication que de la mise en place),
- les infiltrations d'eau par les reprises de bétonnage des murs pignons en béton.

5. LES STRUCTURES METALLIQUES

Nous disposons d'environ 500 dossiers.

En nombre, les erreurs se répartissent comme l'indique le diagramme n° 7 ci-contre. On remarquera que la cause du tiers des sinistres est l'absence de précautions pendant le montage : cela se traduit par des effondrements, souvent généralisés, dus à une absence ou à une insuffisance des contreventements en phase provisoire : absence de haubans ou de diagonales de contreventement, enlèvement prématuré de ces dispositifs.

Les erreurs d'études les plus fréquentes concernent :

- l'absence de vérification vis-à-vis du flambement des barres comprimées,
- la mauvaise transmission des efforts au niveau des attaches, notamment des goussets.

6. LES STRUCTURES EN BOIS

Nos archives contiennent environ 1 000 dossiers.

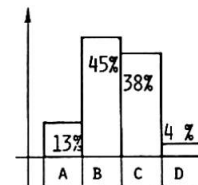
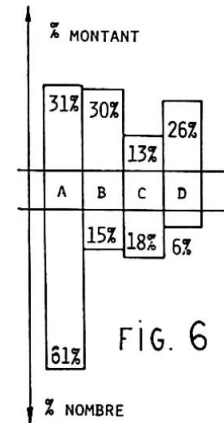
La répartition, en nombre, est donnée par le diagramme n° 8 ci-contre.

Dans le cas des charpentes en bois lamellé collé, les désordres sont souvent dus au décolllement des lames par suite de mauvaises positions de celles-ci (lames tranchées à un mauvais emplacement, trop fortes courbures, ...).

En ce qui concerne les fautes d'exécution, comme en charpente métallique, les effondrements se produisent en cours de montage (même cause).

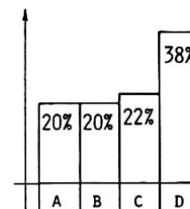
Enfin, on trouve encore quelques cas de graves désordres dans les charpentes dus à l'attaque de bois non traités (capricorne, termites, ...).

- A STRUCTURES COURANTES
B PANNEAUX DE FACADE
C DALLAGE SUR TERRE PLEIN
D CUVES, SILOS, TOURS, ETC.



- A ERREURS DE CONCEPTION 13%
B ERREURS D'ÉTUDES 45%
C ERREURS D'EXÉCUTION 38%
C₁ EN ATELIER (FABRICATION) 3%
C₂ SUR CHANTIER (MONTAGE) 35%
D DÉFAUTS D'ENTRETIEN 4%

DIAGRAMME N° 7



- A ALTÉRATIONS DU BOIS
CHAMPIGNONS 10%
INSECTES 9%
FEU 1%
B ETUDES INSUFFISANTES 20%
C CHOIX ET CONDITIONS DE MISE EN OEUVRE
DÉFAUTS 2%
DÉFORMATIONS 20%
D EXÉCUTION
D₁ ASSEMBLAGES
ASSEMBLAGES COURANTS 12%
ATTACHES AVEC LE G.O. 18%
D₂ MONTAGE 8%

DIAGRAMME N° 8

Leere Seite
Blank page
Page vide

**IX****Leçons du comportement des ponts en Belgique**

Lehren aus dem Verhalten von Brücken in Belgien

Lessons from the Behaviour of Bridges in Belgium

R. NACHTERGAELE

Directeur Général du Bureau des Ponts
Ministère des Travaux Publics
Bruxelles, Belgique

L. MAHIEU

Inspecteur Général des Ponts et Chaussées
Ministère des Travaux Publics
Bruxelles, Belgique

J. DE BUCK

Ingénieur en Chef-Directeur
Ministère des Travaux Publics
Bruxelles, Belgique

RESUME

Une nouvelle organisation de la gestion des ponts en Belgique a été établie en 1978. Environ 500 ponts ont été inspectés, certains réparés. Différentes leçons ont été tirées de cette expérience.

ZUSAMMENFASSUNG

Eine neue Organisation für Brückenverwaltung wurde 1978 in Belgien aufgebaut. Ungefähr 500 Brücken wurden untersucht, einige repariert. Verschiedene Lehren wurden aus diesen Erfahrungen gezogen.

SUMMARY

A new organisation of the Management of the Bridges in Belgium was established in 1978. About 500 Bridges were inspected, some repaired. Different lessons were drawn from this experience.

Le Ministère des Travaux Publics de Belgique a dans ses attributions la gestion d'environ 5000 ponts d'une portée supérieure à 5.00 m (fig. 0₁, 0₂, 0₃). 60 % des ponts ont moins de 30 ans, 250 ponts plus de 80²ans³(fig. 0₄).

Depuis une réorganisation de la gestion en juillet 1978, l'inspection de 500 ponts a conduit notamment aux observations et conclusions ci-après :

- a) Une gestion rationnelle des ouvrages d'art s'avère indispensable et urgente.
 - b) Les techniques de réparation constituent un nouveau domaine d'activité pour les instituts de recherche, les bureaux d'études et les entrepreneurs.
 - c) Les principaux défauts relevés sont les suivants :
 - corrosion des aciers de précontrainte et des structures métalliques (surtout des ponts mobiles) ;
 - injection insuffisante des gaines des câbles de précontrainte et mauvais enrobage des câbles extérieurs non gainés ;
 - fissuration structurelle, effritement du béton de déformation anormale du tablier, par suite d'une conception défectueuse, d'un dimensionnement insuffisant (forfait) ou de défauts d'exécution ;
 - présence de points faibles dans la structure : p.e. articulations cantilever sous-dimensionnées ;
 - joints abîmés (conception erronée - dimensionnement insuffisant-mauvaise exécution) ;
 - appareils d'appui en mauvais état (corrosion - déformation).
- Les moyens courants de réparation sont :
- remplacement ou ajoute de câbles de précontrainte (problèmes d'ancrage et de bloc d'about) ;
 - injection des fissures avec des résines (époxy et acryliques) ;
 - réparation du béton par mortier ou béton classique ou projeté (ciment ou/et résine) ;
 - renforcement des armatures par plaques en acier collées sur le béton avec des résines.

Ci-après, suivent quelques exemples de réparation d'ouvrage d'art de quelques problèmes particuliers et de solutions proposées :

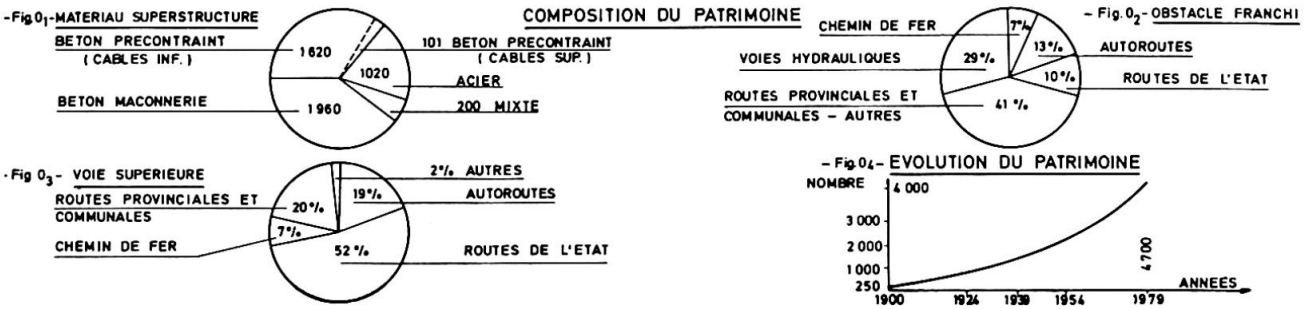
- 1) La corrosion des câbles de précontrainte est un des problèmes les plus préoccupants de la gestion des ponts. Quand il s'agit de câbles extérieurs, on peut les enlever ou tout au moins supprimer complètement leur effet et les remplacer moyennant la construction éventuelle d'un nouveau bloc d'about ainsi que le forage d'ouvertures dans les anciens blocs d'about et les entretoises. La fig. 1 montre le cas d'un pont dont tous les câbles longitudinaux ont été remplacés.
- 2) Cette technique permet également de renforcer les ponts en béton armé (fig. 2).
- 3) Les articulations des ponts cantilever constituent souvent des points faibles malaisés à réparer et à renforcer (fig. 3)

- 4) En découpant un revêtement à renouveler, un Entrepreneur a entaillé sérieusement la dalle de platelage et les armatures d'un viaduc en S (fig. 4) On a rempli les entailles au mortier de résine et collé des plaques (de 3 mm en acier verrouillées à leurs extrémités).
- 5) L'utilisation de tubes en asbeste-ciment, comme coffrages perdus, facilite l'exécution de colonnes circulaires et permet d'obtenir un aspect initial assez satisfaisant mais avec ce procédé, on a connu des ennuis sérieux du fait que les coffrages perdus cachaient parfois de graves défauts de bétonnage. Ces faiblesses sont apparues par suite de l'éclatement des coffrages perdus sous l'effet des déformations anormales des colonnes (fig. 5).
- 6) Très souvent, on a sousestimé le développement futur du trafic. Cela a conduit à devoir élargir des ouvrages qui n'étaient pas du tout conçus à cet effet. De ce fait, les élargissements ont été très difficiles et très coûteux. La fig. 6 représente une des solutions adoptées. Des difficultés beaucoup plus grandes ont été rencontrées dans le cas de tabliers plus massifs en béton coulé sur place.
- 7) En ce qui concerne les infrastructures, des dispositions ont été prises pour tenir compte des tassements (fig. 7).
- 8) Ces difficultés ont conduit à concevoir des ponts démontables facilement adaptables et qui présentent également de grandes facilités pour des réparations et des renforcements éventuels. (fig. 8).
- 9) Les joints de dilatation de ponts routiers sont fort sollicités et donnent lieu à de graves ennuis. La solution de liaison en dalle souple a été trouvée, mise au point et expérimentée avec succès en Belgique, puis utilisée à grande échelle, même à l'étranger. (fig. 9)
- 10) Deux ponts en béton précontraint (fig. 10) présentaient une série de faiblesses : portance insuffisante, fissuration structurale du béton, câbles corrodés, joints et appareils d'appui abîmés, absence de chapes de protection. On a remplacé les joints et appareils d'appui, placé une chape, ajouté des câbles de précontrainte ancrés sur des poutrelles métalliques transversales, traversant les âmes des poutres, collé des plaques en acier sur le béton des semelles inférieures de la dalle supérieure et des âmes (armatures de frettage des câbles supplémentaires après d'importants essais en laboratoire).
- 11) Le tablier d'un pont sans chape était composé de poutres préfabriquées en béton précontraint, reliées par une précontrainte transversale. Les câbles se trouvaient dans des évidements dans la semelle inférieure. Une couche de mortier devait les protéger (fig. 11) On a constaté des traces de rouille, puis, après découpage, la corrosion et la rupture de câbles. Comme le pont se trouvait sur un itinéraire pour convois exception-

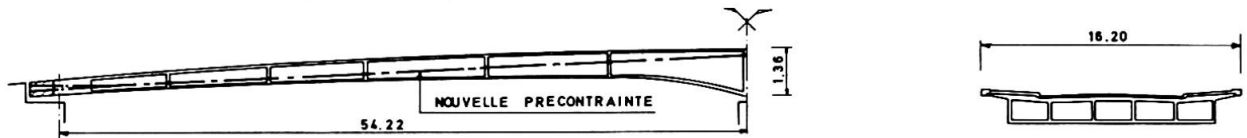
nels de 240 tonnes, et que son élargissement était envisagé, on a procédé au remplacement de la superstructure par un tablier à trois travées dont deux (latérales) en béton léger

12) Parfois l'ouvrage doit être remplacé. Cela a été le cas du pont cantilever conçu en béton précontraint et réalisé en béton armé (fig. 12). Le pont était très fortement fissuré (~ 700 m de fissures), la résistance du béton insuffisante et la déformation permanente inadmissible. Il a été remplacé par un pont "standard" à poutres préfabriquées.

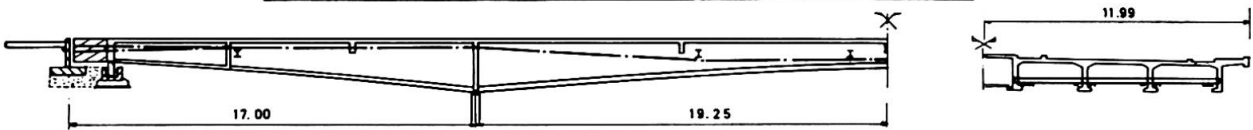
13) Dans le cadre des transports exceptionnels, nous avons déterminé des convois de référence et fixé des itinéraires pour convois lourds. Ceci nous conduit à renforcer certains ponts "malades" ou "faibles". Citons le cas (fig.13) d'un pont cantilever en béton armé, fissuré dans la zone des appuis cantilever par le passage de convois lourds sur une travée flottante très légère. Nous avons procédé au remplacement sur 12 m de longueur, du tablier cantilever par un tablier continu.



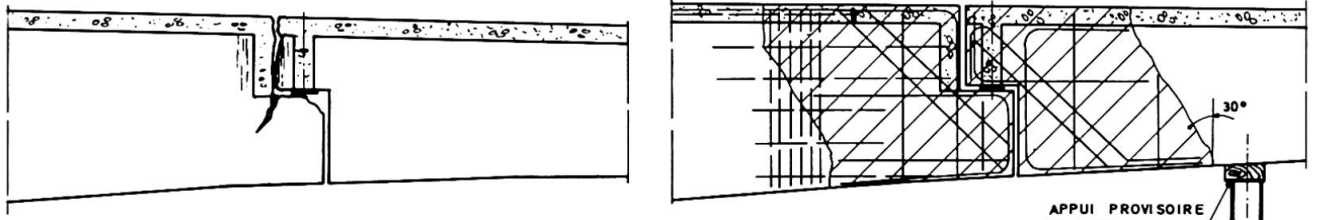
- Fig 1 - REMPLACEMENT DE CABLES DE PRECONTRAINTE DETRUIITS PAR CORROSION



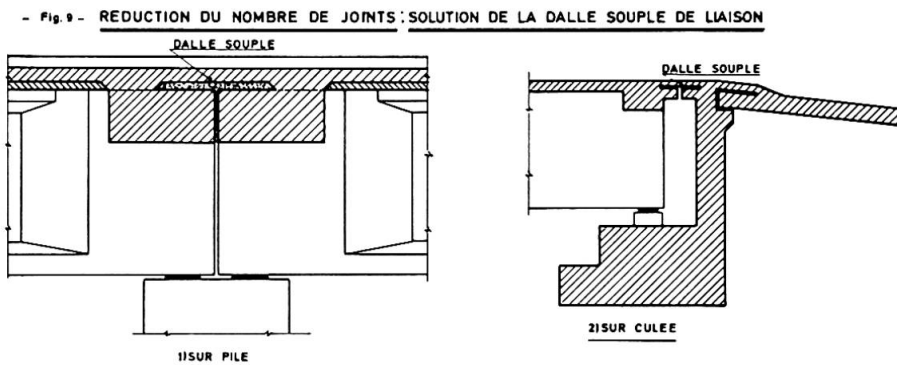
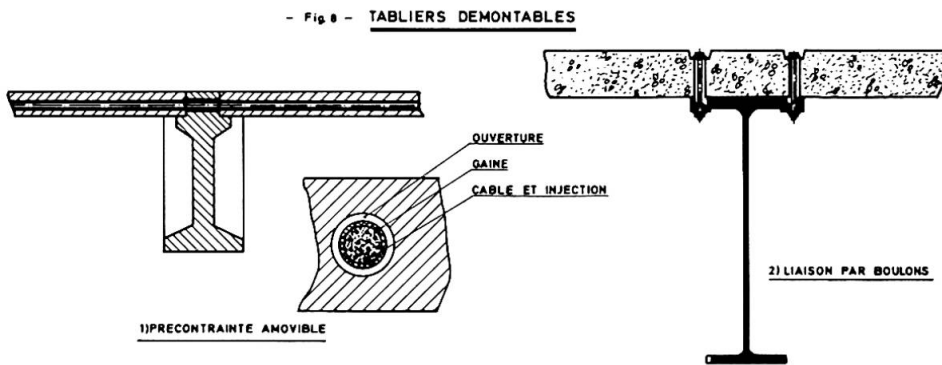
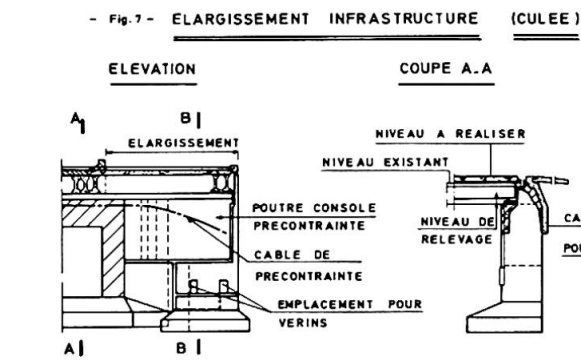
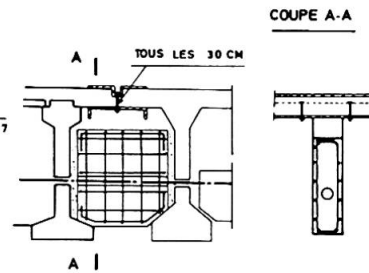
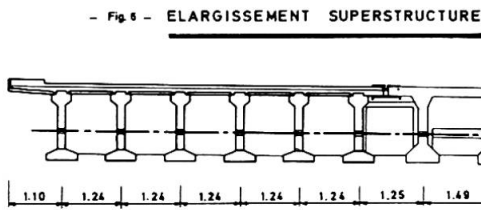
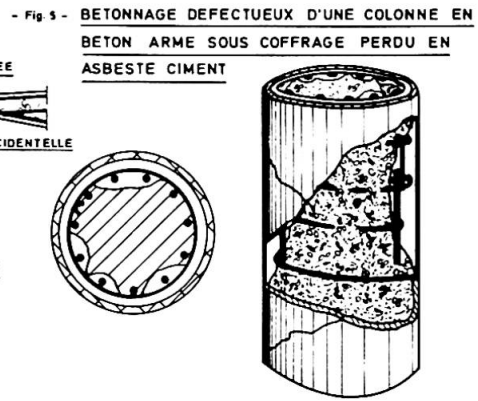
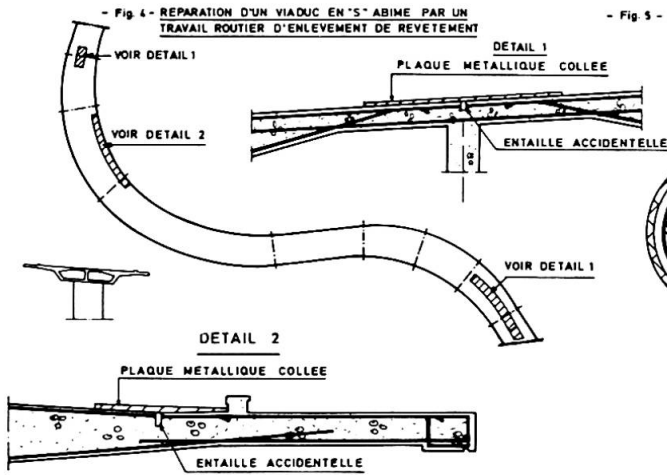
- Fig 2 - RENFORCEMENT PAR PRECONTRAINTE D'UN PONT EN BETON ARME

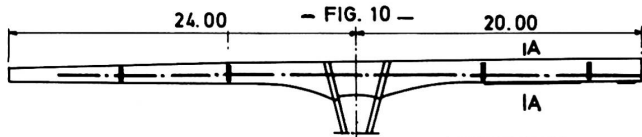


- Fig 3 - REPARATION D'UNE ARTICULATION CANTILEVER



APPUI PROVISOIRE

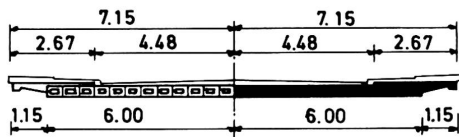
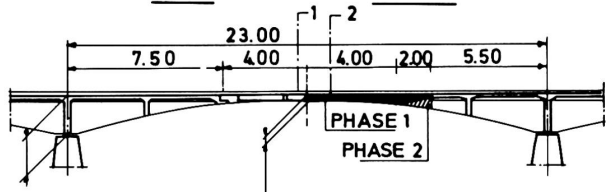




COUPE A-A

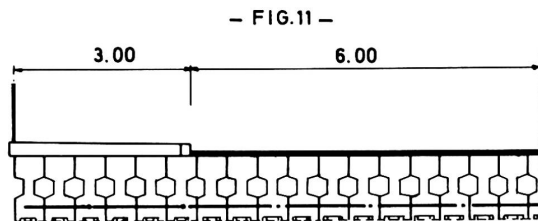


AVANT - FIG. 12 - APRES



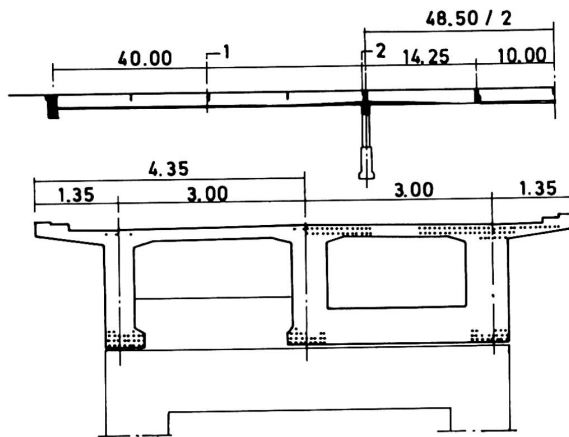
1/2 COUPE 1

1/2 COUPE 2



1/2 COUPE TRANSVERSALE

- FIG. 13 - 1/2 COUPE LONGITUDINALE



1/2 COUPE 1

1/2 COUPE 2

IX

Protection des tabliers vis-à-vis des véhicules trop hauts

Protection of Decks against too Highly Loaded Vehicles

Schutz der Brücke gegen Schäden durch zu hoch beladene Fahrzeuge

L. MAHIEU

Inspecteur Général des Ponts et Chaussées
Ministère des Travaux Publics
Bruxelles, Belgique

C. WARNON

Ingénieur des Ponts et Chaussées
Ministère des Travaux Publics
Bruxelles, Belgique

RESUME

Les tabliers des ponts sont heurtés de plus en plus fréquemment par des véhicules chargés trop haut. On recherche des solutions permettant de diminuer les risques de tels accidents ou, tout au moins, de réduire la gravité de leurs conséquences (gabarit surabondant, signaux d'arrêt et de détournement, détection des véhicules dangereux, constructions résistant aux chocs).

SUMMARY

The bridge decks are increasingly being struck by road vehicles with a load that does not respect the legal clearance. Therefore an attempt is made to find the different ways of reducing the risks of such accidents and to limit the severity of the consequences (Higher clearance for new bridges, stop-and deviation signs, detection of dangerous vehicles, structures resistant to impact).

ZUSAMMENFASSUNG

Immer häufiger werden Brücken durch zu hoch beladene Fahrzeuge beschädigt. Aus diesem Grund müssen Massnahmen getroffen werden, um solche Schäden zu vermeiden, oder deren Folgen klein zu halten. (Höhere Durchfahrtsöffnungen, Hinweis- und Umleitungstafeln, Kontrolle der Fahrzeuge, Berücksichtigung dieser eventuellen Aufprallkräfte bei der Bemessung der Brücke.)

Généralités

Des constatations faites en Belgique et à l'Etranger montrent que de plus en plus fréquemment, les tabliers des ponts sont heurtés par des véhicules chargés sans respecter le gabarit imposé.

Ainsi par exemple, en Belgique, 35 ponts-rails situés sur des routes de l'Etat ont été heurtés en deux ans par des convois routiers. On a relevé un total de 131 accidents de ce type pour l'ensemble du réseau ferroviaire belge.

Les tabliers de ponts routes sont évidemment heurtés dans les mêmes proportions. Les contreventements de ponts bowstrings également.

Bien souvent, les chauffeurs des convois routiers connaissent mal la hauteur de leur chargement au-dessus de la chaussée. Les véhicules sont chargés à leur maximum et la gendarmerie peut difficilement contrôler toutes les infractions quant à la géométrie des chargements en circulation sur nos routes.

De plus, l'accroissement de la circulation de convois lourds augmente sans cesse le nombre de "véhicules hors-gabarit" et les risques d'accidents sont donc aussi plus grands.

Les dégâts constatés peuvent être différents d'un cas à l'autre. De plus, souvent, ils se limitent à de simples éraflures du béton mais parfois aussi, ils vont jusqu'à la rupture des poutres principales ou le déplacement de la superstructure, voire même le renversement complet du tablier. Certains accidents de ce genre ont été de véritables catastrophes ou peu s'en eut fallu.

Notons enfin que la réparation de poutres endommagées est coûteuse, difficilement réalisable et laisse beaucoup d'incertitudes quant au résultat obtenu.

Face à cette nouvelle situation, il a semblé utile et urgent de rassembler dans ce texte, les différentes méthodes qui permettent, dans certains cas, de diminuer les risques de tels accidents ou tout au moins, de réduire la gravité de leurs conséquences.

Pour protéger un ouvrage d'art et éviter les dégâts suite au tamponnement par un "convoi hors-gabarit", quatre types de solutions peuvent être envisagés :

1. prévoir pour les nouveaux ouvrages un gabarit surabondant

En Belgique, le code de la route autorise la circulation des véhicules dont la hauteur, chargement compris, ne peut dépasser 4 m.

Le gabarit nominal normal est de 4.50 m.

La différence entre ces deux dimensions constitue pour les ouvrages d'art, une sécurité qui n'est pas exagérée, vu toutes les imprécisions à couvrir.

Non seulement la hauteur du chargement est souvent imprécise, mais de plus, le véhicule et son chargement sont animés de mouvements verticaux importants, par rapport à la route du fait du relief de celle-ci et de la souplesse de la suspension.

Les pneumatiques se déforment également. L'amplitude des mouvements augmente avec les vitesses de plus en plus grandes surtout sur les itinéraires importants.

D'autre part, les déformations élastiques, les tassements, les effets dus par fluage des ponts ne peuvent être évalués avec une précision parfaite. Les écarts observés sont parfois considérables.

Pour toutes ces raisons, il est indispensable de garder une marge de sécurité assez importante pour tous les ponts.

Mais pour les "ponts vulnérables", il est logique de majorer sensiblement cette marge et d'adopter un gabarit nettement surabondant par rapport aux autres ponts.

Les gabarits nominaux spéciaux à adopter dans le cas des itinéraires pour transports exceptionnels, constituent un autre problème. Ces gabarits sont surabondants vis-à-vis des véhicules classiques mais non vis-à-vis des véhicules de dimensions exceptionnelles de la catégorie de l'itinéraire. Le principe d'une marge de sécurité par rapport à ces gabarits nominaux spéciaux est également justifié.

Bien entendu, on est limité dans la voie d'une augmentation générale des gabarits, pour des raisons techniques et économiques.

Ce qui importe surtout, c'est la hauteur relative des différents gabarits.

Dans cet esprit, on peut envisager d'encadrer des sections de routes comportant des ponts de gabarit légèrement surabondants par des portiques ou des ponts très résistants avec un gabarit de hauteur stricte (fig. 1 et 2). Un véhicule pourrait être chargé entre les extrémités de la section, mais cette éventualité est moins probable.



2. installer des signaux d'arrêt et de détournement

Le rôle de la signalisation est essentiel dans tout système de protection des ponts "vulnérables". Une signalisation adéquate peut informer le chauffeur du convoi routier des données relatives au passage à franchir et, dans le cas présent, de la hauteur libre sous l'ouvrage. C'est le rôle du signal formé d'un cercle rouge contenant l'indication d'une hauteur représenté à la fig. 2. L'accès est interdit aux conducteurs de véhicules ayant, chargement compris, une hauteur supérieure à celle indiquée.

La hauteur à mentionner est égale à la hauteur libre évaluée, diminuée d'une marge de sécurité. Celle-ci doit tenir compte des considérations développées au § 1. De ce fait, une marge de sécurité conseillée de 0,50 m ne paraît pas exagérée.

La signalisation doit être suffisamment compréhensible et visible par les chauffeurs. Une présignalisation doit donner l'information à une distance suffisante de l'ouvrage, pour que le chauffeur ait le temps de percevoir l'information, l'interpréter et réagir. Il faut tenir compte pour cela de l'augmentation continue de la vitesse à laquelle circulent les convois routiers.

La signalisation permet aussi d'avertir les autres usagers des possibilités d'arrêt des convois routiers. Les automobilistes sont eux aussi invités à prendre des attitudes de prudence.

3. installer des dispositifs de détection des véhicules "hors-gabarit"

Une signalisation interdisant l'accès aux convois routiers d'une hauteur supérieure à une valeur indiquée, n'a de sens que si les conducteurs connaissent la hauteur de leur véhicule après chargement. Les rapports d'accidents ont montré que ce n'est pas toujours le cas.

Une solution est d'installer des systèmes à détection automatique des véhicules dépassant une certaine hauteur. La détection se réalise à partir d'un élément placé au-dessus de la chaussée, horizontalement, et à une hauteur définie à partir de la hauteur de référence. L'élément en question matérialise le gabarit et forme un portique ou une potence avec le ou les supports verticaux.

Si grâce à cet élément, une hauteur anormale de véhicule est perçue, un signal perceptible par le conducteur fonctionne. Ce signal peut consister, par exemple, en feux rouges, feux clignotants, sirène, clochettes, barrières, tableau lumineux ad hoc.

Différents moyens de détection peuvent être installés : gabarit électrique, gabarit par lamelles métalliques, gabarit photoélectrique, gabarit par rayon infra-rouge. - éventuellement, on pourrait aussi concevoir un gabarit dont la rupture avertirait le conducteur par choc et par bruit, mais la chute des débris du portique constituerait un grave danger pour les autres usagers.

4) arrêter le véhicule par la force

Les indications des signaux ne sont pas toujours respectés.

Pour empêcher un accident qui peut dégénérer en catastrophe, on n'a dès lors plus d'autres ressources que d'arrêter le véhicule par la force.

a) arrêt du véhicule avant qu'il atteigne l'ouvrage

Pour protéger des ponts vulnérables existants, une construction spéciale est nécessaire.

En la plaçant assez loin de l'ouvrage, on peut amortir l'énergie cinétique du véhicule sur une grande distance, donc avec un effort moindre au moyen de dispositifs très déformables tels que ceux utilisés sur les porte-avions (fig. 2).

b) arrêt du véhicule contre l'ouvrage

En plaçant un dispositif d'arrêt contre l'ouvrage, on peut exploiter la résistance de celui-ci pour arrêter le véhicule (fig. 3).

Ce dispositif doit néanmoins être en mesure d'arrêter le véhicule sans dommages trop grands de l'ouvrage proprement dit. Une déformabilité et une résistance suffisante sont à rechercher. Un tel dispositif est coûteux, encombrant et n'a pas d'utilisation en l'absence d'accident.

Il semble donc plus logique de réaliser un dispositif commun à différents usages (canalisation, trottoirs, etc ...) relevant de l'idée des dispositifs de rive indépendants qui permettront de résoudre élégamment divers problèmes d'entretien et de bonne tenue de la structure principale (fig. 4).

Enfin, si cette dissociation entre dispositifs de rive protecteur et structure principale n'est pas possible, l'ensemble de l'ouvrage devrait pouvoir supporter le choc du véhicule.

Une grande déformation de l'ouvrage n'étant, en général, pas admissible pour l'exploitation, la résistance devra être davantage recherchée dans l'inertie, la forme robuste, le surdimensionnement et l'ancrage. Dans ce cas, l'absorption d'énergie se fait principalement par déformation du véhicule.



Fig1: Itinéraire encadré par ponts résistants

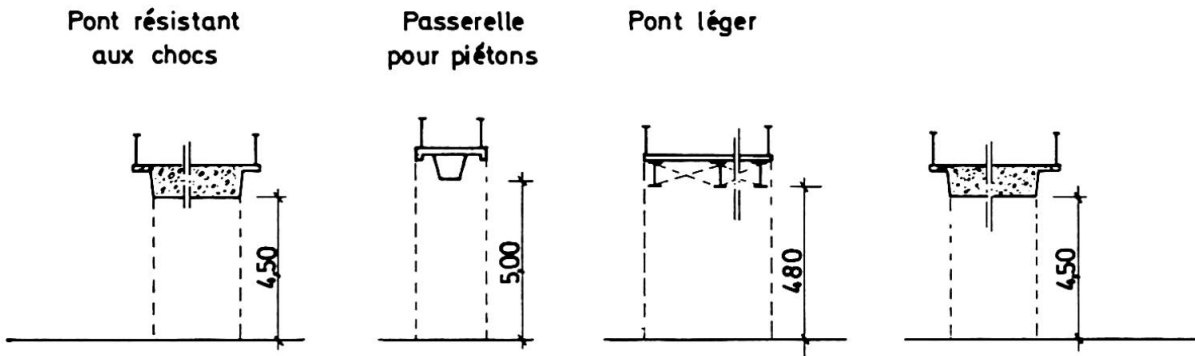


Fig2: Portique de protection

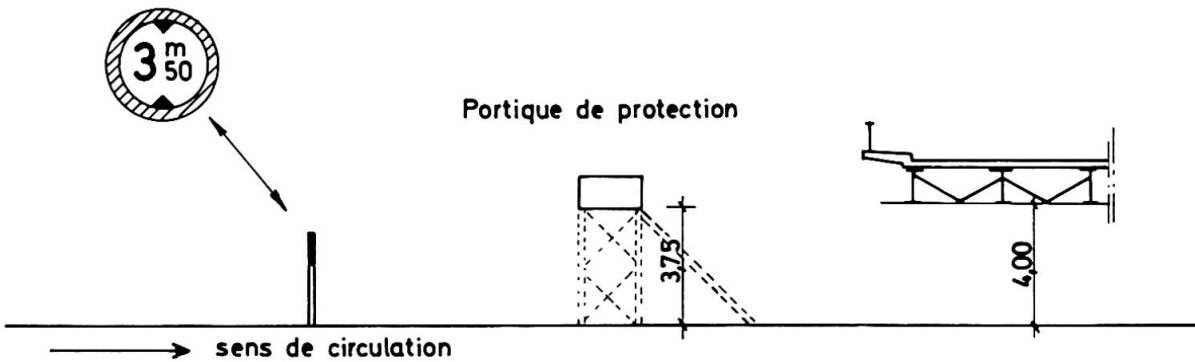


Fig3: Poutres tampon (appuyées élastiquement)

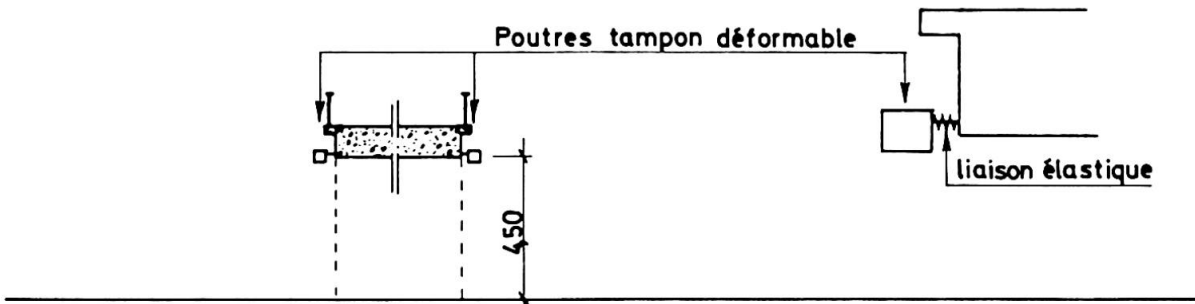
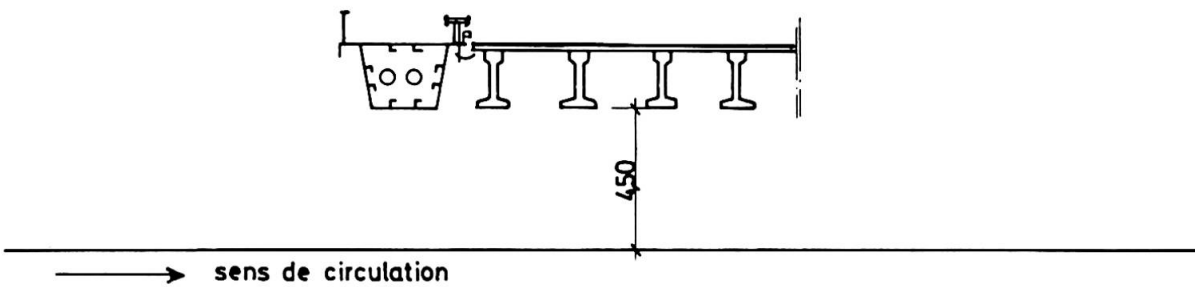


Fig4: Dispositif de rive indépendant résistant aux chocs





IX

Investigation and Failure Test of a Prestressed Concrete Bridge

Examen et essai de rupture sur un pont en béton précontraint

Untersuchung und Bruchbelastungsversuche an einer vorgespannten Betonbrücke

EIGIL STEEN PEDERSEN

Cowiconsult,
Consulting Engineers and Planners AS
Copenhagen, Denmark

POUL MØLLER NIELSEN

Cowiconsult,
Consulting Engineers and Planners AS
Copenhagen, Denmark

BENT S. LYNGBERG

Lemming & Eriksson,
Consulting Engineers Ltd.
Copenhagen, Denmark

SUMMARY

A 20 years old continuous prestressed concrete slab bridge was investigated and tested to failure to verify the assumptions generally used in bridge calculations. The failure load was nearly as predicted using the theory of plasticity, but the failure mechanism indicates, that the theory of plasticity must be used with caution, especially for concrete slabs, where the absence of stirrups leads to a rather small rotational capacity.

RESUME

Un pont dalle de vingt ans, en béton précontraint, a été examiné et chargé jusqu'à la rupture pour vérifier les hypothèses généralement utilisées dans le calcul des ponts. La charge de rupture était à peu près celle prévue suivant la théorie de plasticité, mais l'évolution de la rupture a démontré que la théorie de plasticité doit être utilisée avec précaution, surtout en ce qui concerne les dalles en béton où l'absence d'étriers conduit à une faible ductilité.

ZUSAMMENFASSUNG

Eine 20 Jahre alte, durchlaufende, vorgespannte Betonplattenbrücke wurde untersucht und bis zum Bruch belastet, um die Voraussetzungen für die Brückenberechnung zu überprüfen. Die Bruchlast war nahe dem erwarteten Wert entsprechend der Plastizitätstheorie, doch zeigte der aufgetretene Bruchmechanismus, dass die Plastizitätstheorie mit Vorsicht anzuwenden ist, besonders bei Betonplatten, wo das Fehlen von Bügelbewehrung eine sehr begrenzte Rotationskapazität zur Folge hat.

1. INTRODUCTION

Bridges in Denmark and in many other countries are subjected to increasing traffic volumes, heavier loads and different environmental conditions, which for both steel and concrete bridges in time can give weaknesses and deterioration of the structures. Therefore it is important for bridge engineers to investigate older and apparently "healthy" bridges, to test the bearing capacity and to verify design criteria. However, reports on loading tests to failure with such bridges are few. [1, 2, 3, 4, 5, 6 and 7].

In connection with the extension of the Copenhagen-Hørsholm motorway to Elsinore in 1974, a bridge became redundant, as the new part of the motorway were to bypass the bridge. The bridge was one of the first prestressed concrete bridges in Denmark, designed by Chr. Ostenfeld & W. Jønson (now Cowiconsult) in 1955 and built in 1956. [8]. It was a unique opportunity to carry out a loading test on a rather old bridge, to verify the design assumptions applied such as ductility and rotational capacity, to study the influence from the environment on concrete and reinforcement in the bridge deck, and finally to see how effective the cement grout in the tendon ducts had protected the prestressing reinforcement against corrosion.

Based on a proposal from Cowiconsult, Vejdirektoratet (the Danish Road Directorate) decided in 1977 to grant the necessary funds for a loading test and investigations of concrete and reinforcement etc. of the bridge.

The loading test and the investigations were planned and supervised by Cowiconsult in collaboration with Vejdirektoratet and Statens Vejlaboratorium (The National Danish Road Laboratory).

This paper, which is a translated condensation of the test report published by the Danish Road Directorate [9], gives the basic test results, test procedures used and compares the measured ultimate load with the theoretical load according to the theory of plasticity.

2. DESCRIPTION OF BRIDGE AND PREPARATIONS FOR TEST

In fig. 1 is shown a plan of the bridge.

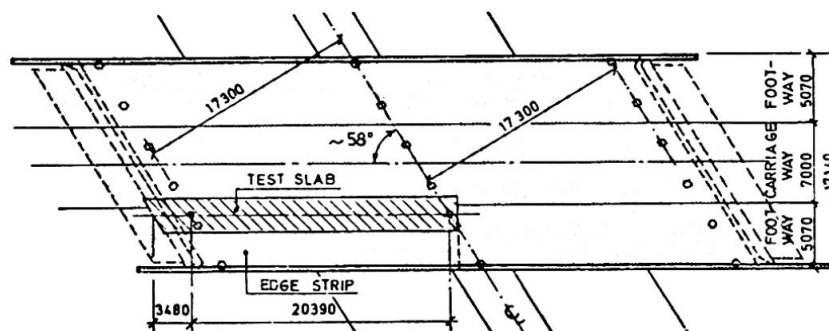


Fig. 1. Plan of the bridge. Test slab indicated.

The superstructure was a solid continuous slab over two spans. It was reinforced longitudinally with 12 ϕ 7 mm post-tensioned Freyssinet cables placed in groups of 9 and with mild steel ϕ 12 at 700 mm.

The substructure was reinforced concrete. The supports were hexagonal columns fixed at 3 continuous foundation beams, founded directly on firm soil.

The connection between column and bridge deck was a semi-concrete-hinge.

As the bridge was skew, testing of the entire bridge would give a rather complicated stress-strain picture, which would be difficult to measure and interpret. Furthermore the wide bridge deck would require a large and expensive load arrangement. Therefore it was decided to cut up the bridge deck into a slab strip over one span length. The width of the slab strip (2.8 m) was chosen so that the slab strip would contain 2 cable groups.

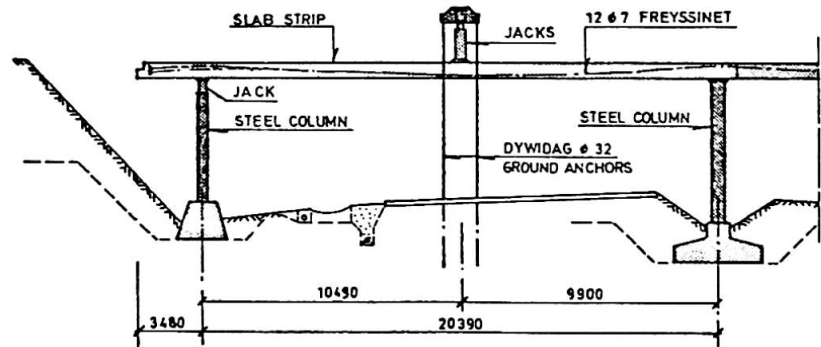


Fig. 2. Slab strip. Elevation. Load arrangement.

As the concrete columns were placed excentrically to the groups of posttensioned cables, it was decided to replace the two affected concrete columns with temporary steel columns, placed in such a way that the test slab would be subjected to bending and shear only.

As the slab strip was statically indeterminate, a hydraulic jack connected to a pressure gauge meter was placed at top of the end steel column to measure the end reaction of the slab strip. The arrangement is shown in fig. 2 and 3.

The top surfacing and the edge strip (see fig. 1) of the bridge deck were removed.

3. INSTRUMENTATION AND TESTING PROCEDURE

The slab strip was instrumented for strain and deflection measurements. The surface strains were measured with a "Pfenderruler" over a gauge length of 300 mm giving a precision of 3.3×10^{-6} mm/mm.

The deflections were measured to 18 leveling staves suspended in pairs under the slab strip. All deflection readings were taken from 2 levels.

The test load was transmitted from a ground anchor system through a steel structure and two jacks to two base plates on the slab strip.

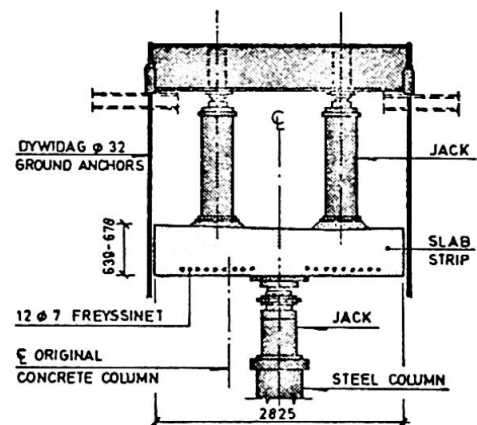


Fig. 3. Slab strip. Cross section at midspan. Load arrangement

The ground anchor system consisted of DYWIDAG MONOanchors drilled 10 m into the ground and grouted over a length of 4 m. In each anchorbar was inserted a 1 m long bar provided with strain gauges.

The two jacks on the bridge slab were double action hydraulic jacks, installed in parallel. Each jack had a max. stroke of 900 mm and a max. jacking force of 2000 kN at 320 bar. The applied load was measured at each load interval by strain gauge readings on the 4 Dywidag bars.

The load was applied in increments of 150-200 kN with a loading rate of 100 kN per minute. At each load increment, the recordings were taken 10-15 minutes after the load had been increased.

The slab strip was first loaded up to one load increment above the theoretical flexural cracking load, then the slab strip was unloaded at a rate of 400 kN per minute to approx. 300 kN, then reloaded to the former load level and unloaded again to approx. 300 kN. After 3 load cycles, the development of new cracks stopped and existing cracks became stable in length and width.

4. EXPERIMENTAL RESULTS

The load-deflection curve at the midspan is shown on fig. 4, and the curvatures at sections at midspan and at interior support are shown in fig. 5.

In fig. 5 is indicated when the first crack in the area became visible. Furthermore are shown the theoretical curvatures based on that plane sections remains plane; besides the measured tensile strength of the concrete is taken into account - also during the crack development - and the measured stress-strain relationship for the concrete and the reinforcement is used.

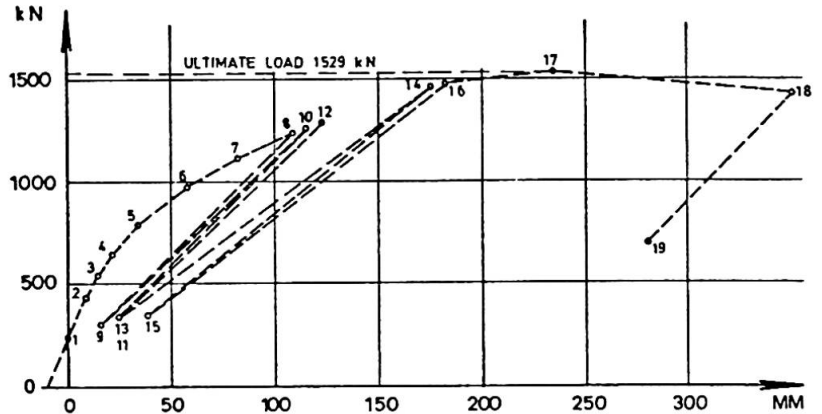


Fig. 4. Load-deflection curve for point at midspan.

The first sign of distress was observed in the compression zone near midspan for an applied load equal to 1464 kN. The load was maintained for about 10 minutes without any measurable effect on the load-deflection behaviour.

After the load was increased to 1529 kN the slab strip collapsed. Fig. 6 shows the failure mechanism.

No yielding at the interior support (point b) was observed; after the test all cracks at point b were closed again. Fig. 7 shows the collapsed slab strip.

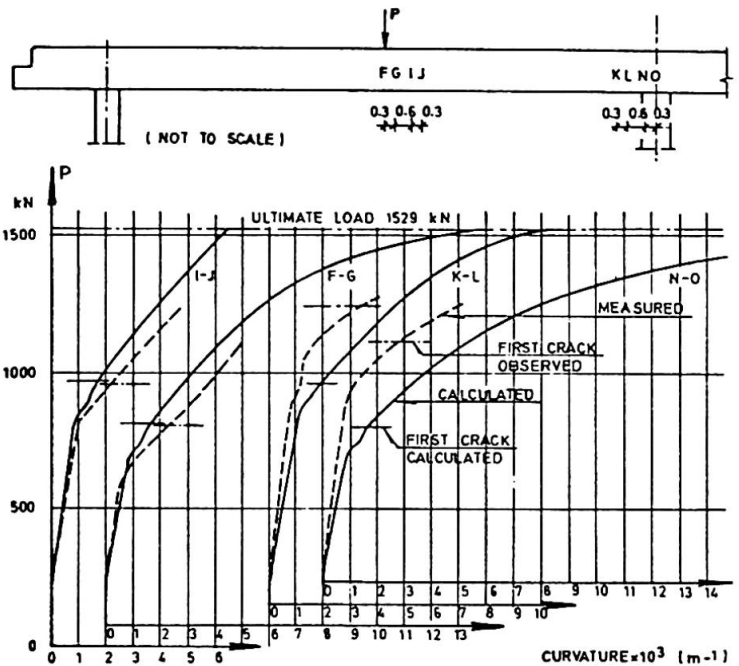


Fig. 5. Curvatures at sections at midspan and at interior support.

5. THEORETICAL CONSIDERATIONS

After the bridge deck was cut up into a slab strip and the new steel columns were installed, an almost fixed/simply supported beam system was obtained.

Based on the measured mean strength for the concrete and the measured stress-strain curve for the reinforcement the theoretical ultimate moments at midspan and at interior support were determined.

$$M_m^{u,t} = 6796 \text{ kNm} \quad \text{and} \quad M_i^{u,t} = -6401 \text{ kNm}$$

To have a proper plastic mechanism, two hinges must be formed, one at midspan (at the applied load) and one at interior support.

We found, that the theoretical ultimate load was

$$P^{u,t} = 1569 \text{ kN}$$

where the failure test showed $P^{u,r} = 1529 \text{ kN}$.

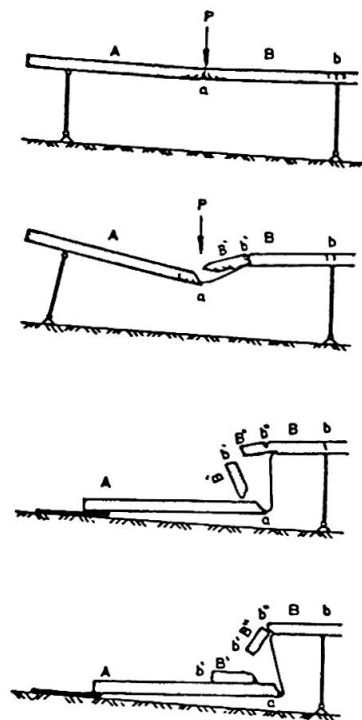


Fig. 6. Failure mechanism.



Fig. 7. The collapsed slab strip.

6. CONCLUSIONS

The real bearing capacity of the slab strip corresponded well with the calculated bearing capacity based on the theory of plasticity, although the failure mechanism showed that the bearing capacity of the concrete section at the interior support was not reached. In this connection it must furthermore be kept in mind that the relatively rigid fixed support should give excellent conditions to utilize the full bearing capacity in this section. For the entire bridge with live load placed in one span only, the relation between moments at midspan and at interior support would have been more disadvantageous for the section at midspan than at the tested slab strip.

The test results therefore point out to be cautious, when using the theory of plasticity for continuous slabs, where the absence of stirrups leads to rather small rotational capacity.

The midspan deflection of the slab strip at failure was 1/70 of the span length. This corresponds reasonably well with findings from similar failure tests.

The investigation of concrete samples taken from the bridge deck showed that the concrete was sound with no signs of damaging alkali-silica reactions or deterioration from freeze-thaw cycles, although the coarse aggregate contained flintstones and the air-content of the concrete did not satisfy the requirements, which - with today's knowledge - are specified for a frost-resistant concrete.

The reinforcement was as for a new bridge and the cement grout in the cable ducts had protected the prestressing steel extremely well.

The prestressing force in the cables was found to be slightly larger than assumed in the original design calculations.

7. REFERENCES

1. Anonymous author "Concrete Structures at the Festival of Britain South Bank, London Exhibition" Concrete and Constructional Engineering, July 1951, pp. 199-206.
2. Anonymous author "Test of a Prestressed Concrete Footbridge" Concrete and Constructional Engineering, June 1952, pp. 185-188.
3. RÖSLI, A., KOWALCZY, R., HOFACKER, A. und SAGELSDORFF, R. "Die Versuche an der Glattbrücke in Opfikon" Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Dübendorf. Bericht nr. 192, Dezember 1963, 86 p.
4. BÅDHOLM, C., BACHLUND, J., OTTOSSON, H. och ÖGÅRD, L. "Brottförsök på Spannbetongbro", Väg- och Vattenbyggaren, 11, 1967, pp. 446-470.
5. BURDETTE, EDWIN G. and GOODPASTURE, DAVID W. "Comparison of Measured and Computed Ultimate Strength of Four Highway Bridges" Highway Research Record, No. 382, 1972, pp. 38-49.
6. BURDETTE, EDWIN G. and GOODPASTURE, DAVID W. "Test of Four Highway Bridges to Failure" Proc. of ASCE, Vol. 99, No. ST3, March 1973, pp. 335-348.
7. WEDER, CH. "Die vorgespannte, zwanzigjährige Stahlbetonbrücke über die alte Glatt bei Schwamendingen, Zürich" Eidgenössische Materialprüfungs- und Versuchsanstalt für Industrie, Bauwesen und Gewerbe, Dübendorf. Bericht Nr. 203, 1977, 54 p.
8. OSTENFELD, CHR. og KALHAUGE, E. "Nogle plade- og bjælkebroer i forspændt beton" (Some slab- and beam bridges in prestressed concrete) Ingeniøren, 3. november 1956, nr. 44, pp. 870-881.
9. Vejdirektoratets broafdeling, Statens Vejlaboratorium and Cowiconsult "Belastningsforsøg med forspændt betonbro ved Brønsholm" Hovedrapport, Delrapporter. Vejdirektoratet, May 1979, 130 pp.

IX

Failure Study of a Skew Box Girder Bridge Model

Essai à la rupture d'un pont biais en béton armé

Bruchversuche an einer schiefwinkligen Betonkastenbrücke

J.G. BOUWKAMP
Professor
University of California
Berkeley, CA, USA

A.C. SCORDELIS
Professor
University of California
Berkeley, CA, USA

S.T. WASTI
Visiting Research Engineer
University of California
Berkeley, CA, USA

SUMMARY

Lessons from the loading to failure of a large scale skew, continuous two span, four cell reinforced concrete box girder bridge model are presented, with special reference to the effect of skewness and skew diaphragms on the response to ultimate loading. It is found that skewness can lead to smaller midspan moments and that by withstanding part of the longitudinal bending, skew center bent diaphragms favorably modify the structural behavior at the center support. The collapse load can be predicted with reasonable accuracy on the basis of postulated collapse mechanisms.

RESUME

Dans cette étude, on présente les résultats d'un programme de chargement à la rupture d'une maquette à grande échelle d'un pont en caisson à quatre cellules, biais et continu, construit en béton armé. Une attention particulière est attribuée à l'influence du biais et des diaphragmes biais sur le comportement structurel. On met en évidence que le biais peut contribuer à diminuer les moments fléchissant et, par sa participation à la résistance de flexion, le diaphragme biais d'appui central modifie favorablement le comportement. Avec les mécanismes de ruine postulés, la charge ultime est prédite avec une précision suffisante.

ZUSAMMENFASSUNG

Erkenntnisse aus einem Grossversuch über das Bruchverhalten einer zweifeldrigen, schiefwinkligen, vierzelligen Hohlkastenbrücke sind dargestellt, unter besonderer Berücksichtigung des Einflusses der Schiefwinkligkeit der Auflager und des Mittelstützenquerträgers auf das Tragverhalten. Es wird gezeigt, dass die Schiefwinkligkeit eine Herabsetzung der Feldmomente bewirkt, und dass schiefwinklige Stützenquerträger – durch ihre Mitwirkung in der Abtragung der Längskräfte – das Tragverhalten im Stützenbereich günstig beeinflussen. Die Bruchlast kann mit ausreichender Genauigkeit mit Hilfe der angegebenen Bruchmechanismen vorhergesagt werden.

1. INTRODUCTION

For certain standardized classes of structures, such as reinforced concrete box girder bridges, testing to failure has been accepted as an economic approach for the establishment of optimum design criteria. For this reason, large-scale, two-span, straight, curved and skew box girder bridge models have been built, instrumented and tested both under working and ultimate loads [1,2,3]. These studies were feasible as the large number of bridges needed in the California highway system had produced a high degree of bridge standardization in structural design, geometric characteristics and construction techniques.

2. DESCRIPTION OF 45° SKEW BOX GIRDER BRIDGE MODEL

Basic dimensions of the skew box girder bridge model including the designation of transverse sections and longitudinal girders are presented in Fig. 1. The bridge was a 1:2.82 scale model of a typical California 200 ft (61 m) long two-lane box girder bridge with two spans and a skew bent providing the center support. Span I

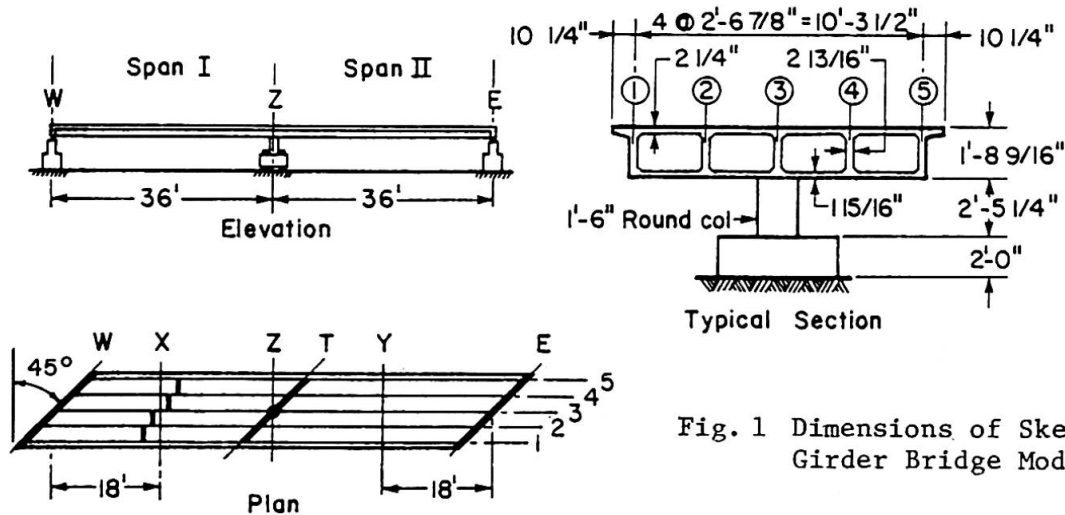


Fig. 1 Dimensions of Skew Box Girder Bridge Model

had a staggered diaphragm at midspan to compare its structural effect as opposed to no diaphragm in Span II. The chosen scale guaranteed true representation of material behavior and was determined from the sizes of the reinforcing bars used in prototype and model. The test structure was constructed in the same manner as prototype structures in the field.

3. STRUCTURAL BEHAVIOR OF SKEW BRIDGE AT FAILURE

For the failure studies, each girder was loaded simultaneously at midspan sections X and Y. A typical load-deflection graph for the exterior girder at section Y (location 5Y) in the undiaphragmed Span II is given in Fig. 2 for the first two loading cycles. According to strain measurements in the tensile reinforcement local yielding commenced at sections X and Y at a total span load of 160 kips (712 kN). Under increasing span load the effects of shear, torsion and slab

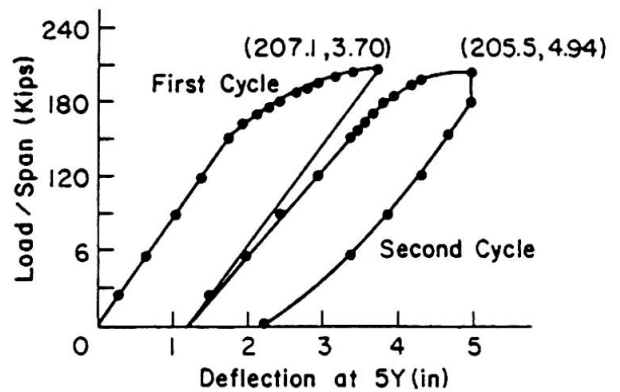


Fig. 2 Experimental Load-Deflection Diagram at 5Y for Ultimate Loading Cycles

transverse bending became apparent, resulting, at a load of 176 kips (783 kN), in spalling of the concrete from outer girder 5 between midspan section Y and skew section C near the center bent (Fig. 5). Span II collapsed at a maximum load of 207 kips (921 kN) due to the formation of hinges at the midspan and near the center support, and further spalling of the bottom slab. The transverse bending effect resulted in higher deflections at 5Y than at 3Y or 1Y (Fig. 1).

In order to draw general lessons from the observed behavior, it is essential to evaluate the effects of bridge skewness and other structural parameters on the load carrying capacity of the skew box girder bridge.

4. EFFECT OF SKEWNESS ON STRUCTURAL BEHAVIOR

To assess the linear behavior of the skew bridge, it has been analyzed as an elastic homogeneous uncracked concrete structure using a specially developed finite element computer program called CELL [4]. The theoretical individual reactions under the end support diaphragms and the center bent column due to 20 kip (89 kN) loads placed over each of the five girders at sections X and Y are shown in Fig. 3a. The resultant reactions along the centerline of the bridge are shown in Fig. 3b.

In general, the high individual reactions at the obtuse corners (Fig. 3a) reflect the tendency of the skew bridge to span across the shortest distance between supports. Also, the resultant centerline reactions (Fig. 3b) indicate the presence of significant end moments and torques. The resultant end moment, torque and vertical reaction can be replaced by a single resultant vertical reaction with an eccentricity of 3.45 ft (1.05 m) from the centerline towards the obtuse corner. This indicates that skewness tends to move the resultant vertical reaction so as to shorten the effective span. Under the given load the external moment at midspan section Y, as calculated from the reactions and shown in Fig. 4, was 519 kip-ft (704 kN-m). Similarly, the center bent support moment at the right section Z was calculated as -640 kip-ft (-868 kN-m). Under the same load a straight box girder bridge of identical cross-section and centerline dimensions would exhibit comparable moments of 562 kip-ft (762 kN-m) and -676 kip-ft (-917 kN-m), respectively. Hence, the introduction of skew end supports helps reduce the midspan and support moments. This reduction also exists under dead load alone.

Also presented in Fig. 4 are the internal moments, which are derived from the internal longitudinal forces as calculated from the CELL program, through integration over the box girder cross-section. Comparing these results indicates that the negative internal moment in the range of the skew center bent diaphragm is significantly less than the moment derived from the external reactions, with a value of -545 kip-ft (-739 kN-m) versus -640 kip-ft (-868 kN-m) at section Z. This difference is due to the participation of the skew center bent diaphragm in withstanding the total longitudinal moment. Hence, the skewness of this diaphragm

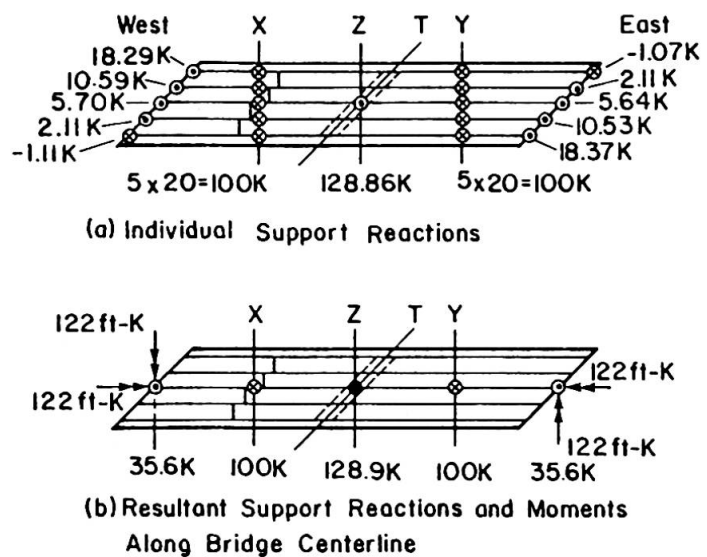


Fig. 3 Skew Box Girder Bridge Reactions for Span Loads of 100 kips

has the substantial, beneficial effect that the bridge portion between sections B'' and C'' (see Fig. 5) acts as a kind of broad support for the continuous box structure and thus attenuates the internal box girder moments.

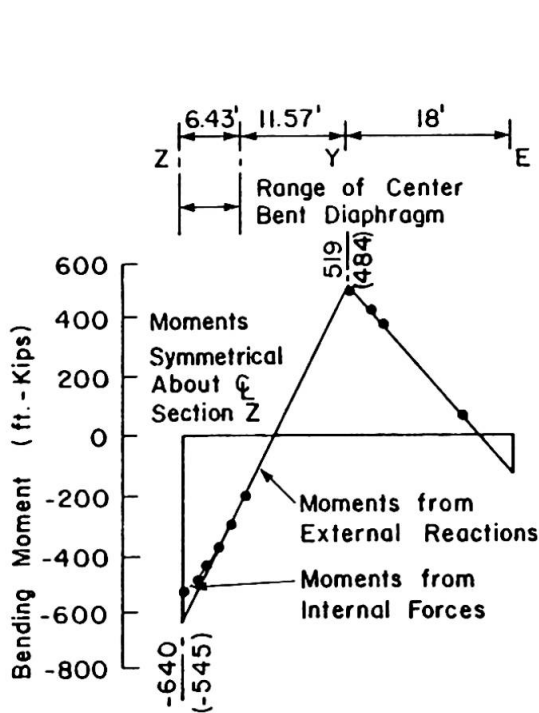
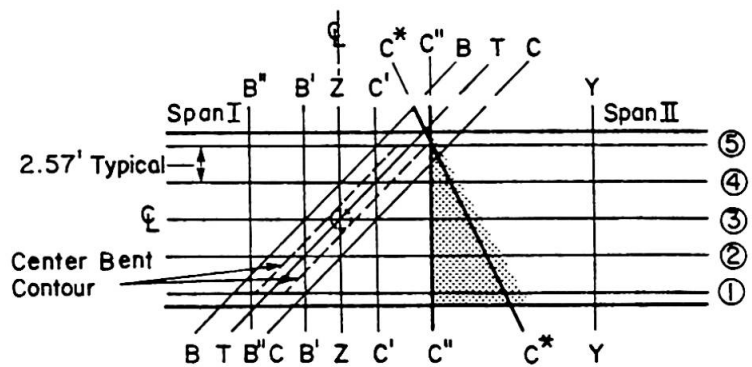
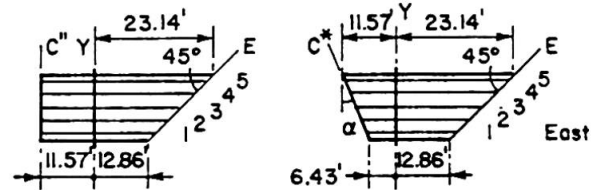


Fig. 4 Theoretical External and Internal Moments for Span Loads of 100 kips (CELL)



(a) Possible Critical Bridge Sections for Support Hinges



Bold lines indicate yield hinges in span II

(b) Collapse Mechanisms

Fig. 5 Yield Hinges and Postulated Collapse Mechanisms

5. INITIAL YIELDING OF THE SKEW BRIDGE STRUCTURE

Because of the skewness of the bridge and different lengths of bar cut-offs, it is not immediately obvious which sections should be chosen as suitable locations for the formation of yield hinges. However, as the loads are applied at the right midspan sections X and Y, the span hinges should form at these sections. In the region of high negative moment, Fig. 5, the experimental crack patterns for the top deck after failure of the bridge model in the undiaphragmed span indicated that possible yield hinges lay in the cracked triangular area of the deck shown stippled in Fig. 5 and bounded by section C'', the first right section beyond the center bent diaphragm, and the oblique section C* as shown.

Considering the whole region of negative moment in the neighborhood of the support without the benefit of the known experimental failure pattern in this region, it is observed that several sections of interest exist which may become critical for other bridges. In the present case, it is noted that the instrumented skew sections B and C at 2.57 ft (0.78 m) on each side of the center bent skew section T have a high moment capacity because of the large amount of longitudinal reinforcement over the skew center support, and hence failure has not occurred there. The associated right sections B' and C' intersect the thick, heavily reinforced, skew center bent diaphragm in the region of girders 2 and 4, respectively, rendering failure along these sections difficult, and necessitating high collapse loads. Section Z, between B' and C', can similarly be discounted as a possible critical section. With the elimination of these possible critical sections, collapse mechanisms based on the span hinge at section Y and support hinges at the sections C'' and C* remain to be considered. These collapse mechanisms are schematically shown in Fig. 5b. From the dimensions it may be

observed that for the section C* the distances 6.43 and 11.57 ft (1.96 and 3.53 m) between sections C* and Y bear the same ratio to each other as the distances 12.86 and 23.14 ft (3.92 and 7.05 m) between sections E and Y.

An estimation of the bending moment capacity for the various right sections of the bridge, based on the yield moment capacity of the longitudinal reinforcement only, assuming a lever arm of 1.5 ft (0.46 m) is given in Fig. 6. The moment diagram for the dead load of the bridge is also shown. In order to attain the moment capacity of 1010 kip-ft (1370 kN-m) at section Y, it can be calculated, using the results from Fig. 4, that a live load of 181 kips (805 kN) per span is required. The external moments for this load case are shown in Fig. 6 by the solid line, with a maximum negative moment value at the section Z of -1314 kip-ft (-1782 kN-m), a value short of the yield moment of -1372 kip-ft (-1860 kN-m).

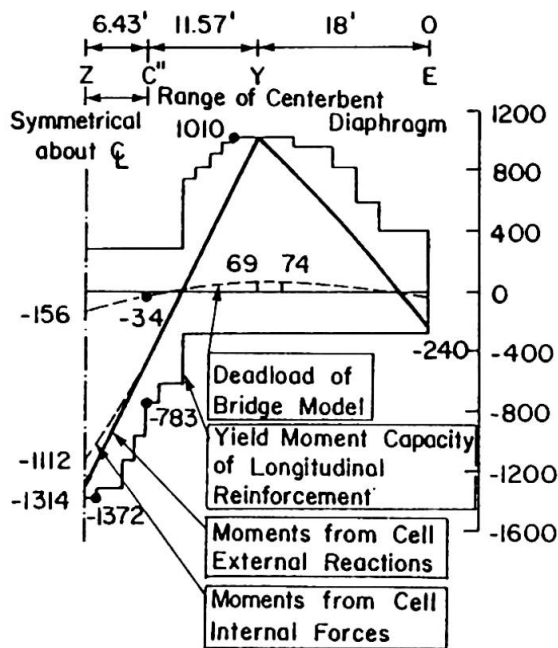


Fig. 6 Resisting Moment Capacity and Moments due to Dead Load and Live Loads of 181 kips at Sections X and Y (from CELL Computer Program)

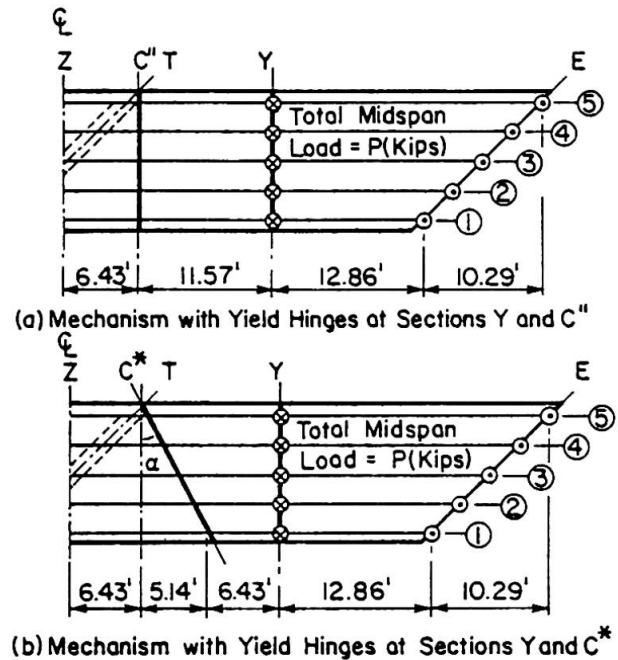


Fig. 7 Failure Mechanisms for Span II

The internal moments obtained from the integration of the longitudinal forces over the box girder cross-section are also shown in Fig. 6. Results indicate that the participation of the skew center bent diaphragm in resisting the longitudinal bending, reduces the maximum negative moment to -1112 kip-ft (-1508 kN-m).

6. FLEXURAL COLLAPSE MECHANISMS

Considering the model dead load, the live load moment capacity for section Y may be calculated according to Fig. 6, as 1010 - 69 = 941 kip-ft (1276 kN-m) and at C'' as -783 + 34 = -749 kip-ft (-1016 kN-m). The failure mechanism is shown in Fig. 7a with yield hinges at these two sections. Only half of the bridge is considered because of the identical loading in the two spans. The east abutment is considered at collapse to rotate about the end support skew section E by an angle θ . The vertical deflection at locations 1Y and 5Y due to this rotation may be calculated from Fig. 7a as:

$$\delta_{1Y} = 12.86 \theta / \sqrt{2} = 9.10 \theta \text{ and } \delta_{5Y} = 23.14 \theta / \sqrt{2} = 16.40 \theta$$



The resulting rotations at the support hinge C'' can be calculated assuming that some out-of-plane twisting of the bridge segment between sections Y and C'' can occur:

$$\phi_{1C''} = \delta_{1Y}/11.57 = 0.79 \theta \text{ and } \phi_{5C''} = \delta_{5Y}/11.57 = 1.41 \theta$$

Using the plastic moment values of 941 and -749 kip-ft (1276 and -1016 kN-m) and evaluating the virtual work for the postulated collapse mechanism, the collapse load (per span) is found to be 198 kips (882 kN). A similar calculation for the collapse mechanism of Fig. 7b, with a live load moment capacity at section C* of 563 kip-ft (763 kN-m), results in the span collapse load equal to 226 kips (1005 kN). The experimentally measured values of 207.1 and 205.5 kips (921 and 914 kN) actually sustained by the bridge are in good agreement with the calculated collapse loads. The actual collapse mechanism probably lies between the two postulated mechanisms.

If the skew box girder bridge were provided with a right diaphragm at the center support instead of a skew diaphragm, the support hinges would normally form at either edge of the 1.96 ft (0.60 m) thick diaphragm. The collapse load for this type of mechanism can be evaluated as 188 kips (836 kN). This indicates that the skewness of the center bent diaphragm effectively decreases the span and thereby increases the collapse load.

7. CONCLUSIONS

Excellent structural behavior was observed during the ultimate loading of the large scale skew box girder bridge model. The model sustained an ultimate load equal to dead load plus 4.5 times design live load, illustrating its excellent overload capacity.

For dead load and uniform overload conditions, the skewness of both the end abutments and the center bent diaphragms reduces the maximum positive and negative moments as compared to a similar straight bridge. The importance of the skew center bent diaphragm lies in transferring the support failure zone from the transverse centerline section Z to section C'' or C*, which has the effect of raising the collapse load.

The model test to failure provided reliable experimental data on skew box girder bridge behavior and verified the analytical predictions of the ultimate load response and collapse load of skew reinforced concrete box girder bridges.

REFERENCES

1. SCORDELIS, A.C., BOUWKAMP, J.G., and WASTI, S.T.: "Structural Behavior of a Two Span Reinforced Concrete Box Girder Bridge Model, Vol. I, II and III," UC SESM 71-5, 71-6 and 71-17, University of California, Berkeley, 1971.
2. SCORDELIS, A.C., BOUWKAMP, J.G., and LARSEN, P.K.: "Structural Behavior of a Curved Two Span Reinforced Concrete Box Girder Bridge Model, Vol. I, II and III, UC SESM 74-5, 74-6 and 74-7, University of California, Berkeley, 1974.
3. SCORDELIS, A.C., BOUWKAMP, J.G., WASTI, S.T., and ANICIC, D.: "Structural Behavior of a Skew Two Span Reinforced Concrete Box Girder Bridge Model, Vol. I, II, III and IV," UC SESM 80-1, 80-2, 80-3, 80-4, University of California, Berkeley, 1980.
4. WILLAM, K.J., and SCORDELIS, A.C.: "Computer Program for Cellular Structures of Arbitrary Plan Geometry," UC SESM 70-10, University of California, Berkeley, 1970.

**IX****Behavior of First-Built Composite Girder Bridge in Japan**

Le comportement du premier pont-mixte au Japon

Das Verhalten der ersten Verbund-Balkenbrücke in Japan

YUKIO MAEDA

Prof. Dr.-Eng.
Osaka University
SUITA, Osaka, Japan

AKIMI SAEKI

Director, Bridge Const. Div.
Osaka Municipal Office
Osaka, Japan

MINATO ENDO

Design Dept.
Japan Bridge Co., Ltd.
Osaka, Japan

TADANOBU NISHIBORI

Assoc. Prof.
Osaka City University
Osaka, Japan

AKIMITSU KURITA

Assist. Prof.
Osaka Inst. of Technology
Osaka, Japan

SHIRO REIBA

Design Dept.
Takada Iron Works, Co., Ltd.
Osaka, Japan

SUMMARY

Kanzaki Bridge, Osaka, Japan, was removed after 25 years' service as the first-built steel-concrete composite girder bridge in Japan. Lessons from the load history investigation of the bridge and from the strength tests of the girders and materials, are discussed in relation with the soundness or deterioration of the bridge after its 25 years' use.

RESUME

Le pont Kanzaki à Osaka, premier pont-mixte acier-béton au Japon, a été enlevé après 25 ans de service. La contribution présente le résultat de recherches sur la sollicitation effective du pont et son état de détérioration après 25 ans de service.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Kanzaki Brücke in Osaka, Japans erste Verbund-Balkenbrücke, wird nach 25 Jahren Benützung wieder abgebrochen. Die Belastungs- und Beanspruchungsgeschichte der Brücke wird beschrieben und anhand der tatsächlich eingetretenen Abnützung besprochen.

1. INTRODUCTION

Kanzaki Bridge, Osaka, Japan, was the first steel-concrete composite bridge^{1),2)} built in 1953 to carry the Osaka Prefectural Road over Kanzaki River. Photo 1 shows the general view of the original bridge. The bridge was designed in accordance with the German Code of Practice for Composite Girder Bridges in 1950, because at that time Japan didn't have her own design specification for composite girder bridges. The bridge was removed in 1978 after 25 years' service to meet a further increase in traffic and the control of flood tide in the river. Then, it was replaced by a new non-prestressed composite box girder bridge consisting of 3-spans of 76.5 + 88.0 + 76.5 m with the effective width of 22.5 m. Photo 2 shows the new bridge by the side of the old bridge which was being demolished. Since full-size tests of composite girders which were subjected to a long history of loadings and of weather conditions, have hardly been reported, various tests of the girders of Kanzaki Bridge were carried out or are in progress, in the same way as the tests previously done at the time of the original construction, as well as an investigation on the load history of the bridge. The paper presents lessons from the behaviors of the composite girders after 25 years' use.

2. OUTLINE OF KANZAKI BRIDGE

Kanzaki Bridge consisted of 18 spans of 12 m length of composite I-beams, 7 spans of 12 m length of composite welded girders and 2 spans of 10 m length of non-composite I-beams, making the total bridge length of 320 m as seen in Fig. 1. It was provided with 15 cm thick reinforced-concrete slab with 5 cm thick asphalt-concrete pavement. Inverted T-shaped reinforced-concrete abutments and pile-bent type reinforced-concrete piers were set on pile foundations. The effective width was originally 6.0 m and later in 1962-63 it was enlarged to a roadway of 8.0 m plus a footway of 2.0 m to meet an increase in traffic. The design live load was 13 ton trucks as the 1st-class bridge following the Japanese Bridge Design Specification in 1939.

Photo. 2 Picture of New KANZAKI Bridge by the side of Old Bridge which was being removed.

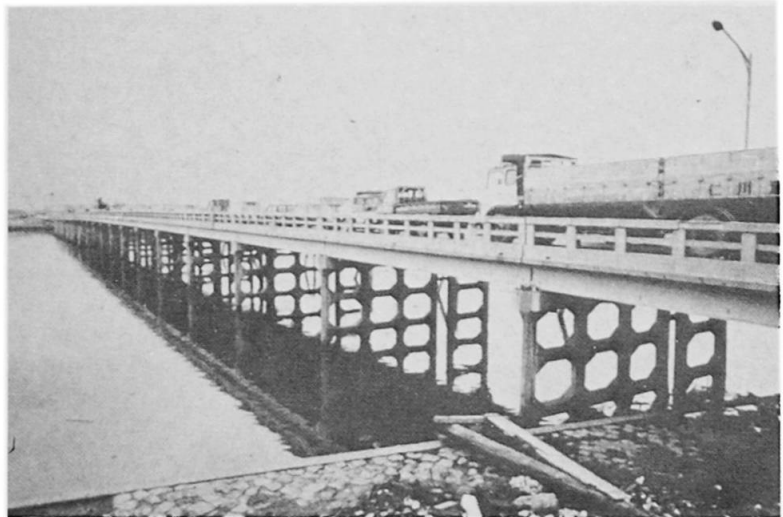
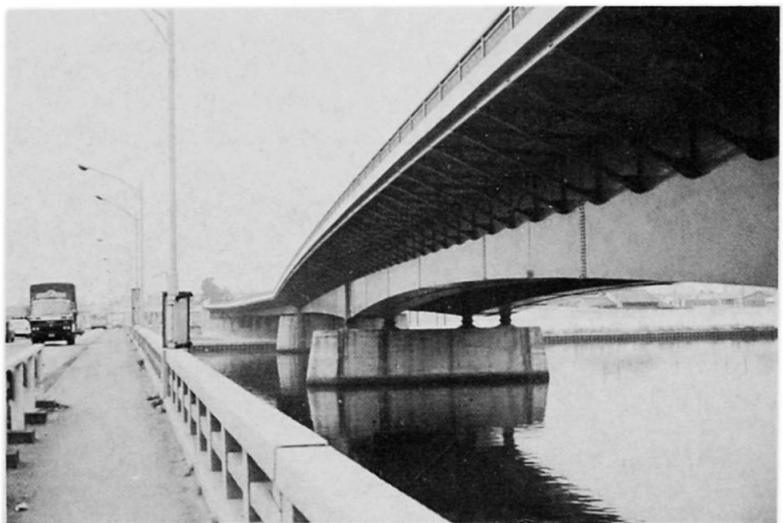


Photo. 1 Picture of Old KANZAKI Bridge



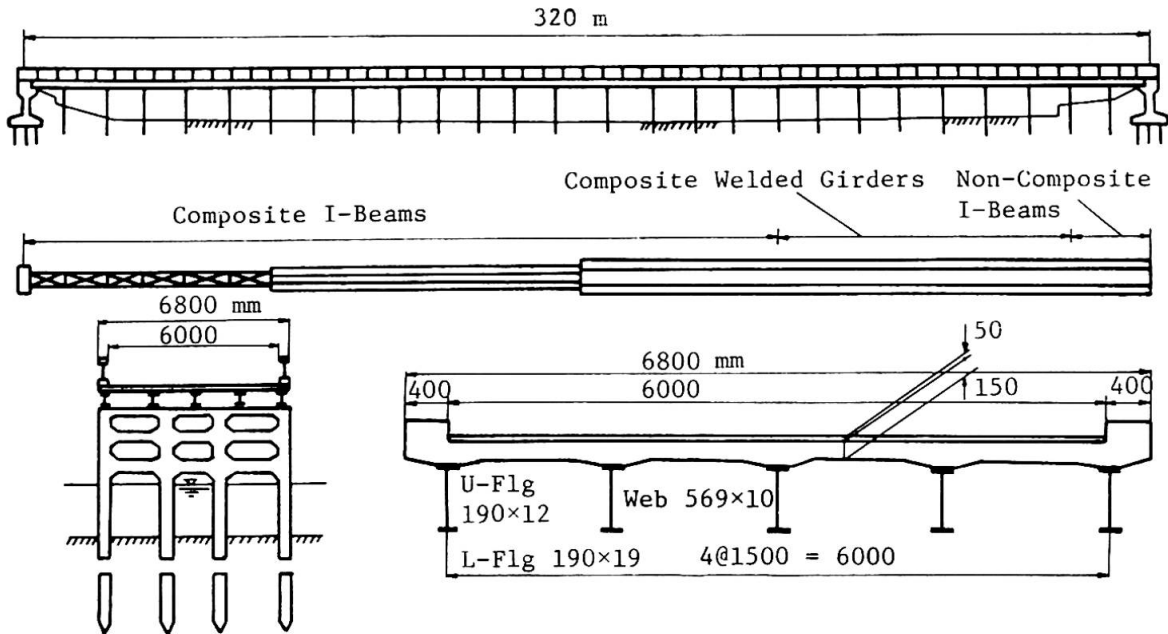


Fig. 1 General View of Old KANZAKI Bridge

3. LOAD HISTORY SURVEY

Kanzaki Bridge was designed against 13 t trucks, but since 1956, 20 t trucks have been specified for a live load of a 1st-class bridge in Japan. Table 1 shows working stresses due to the present 20 t trucks, to be compared to the allowable stresses specified for the original design against 13 t trucks. The working stresses are a little larger than the original allowable stresses, but this has to be discussed from the point of the actual working stresses. Traffic surveys from 1965 to 1977 showed the average number of passing vehicles on up and down lanes were approximately 30,000 per day regardless of the year. The reason for such uniform numbers is the existence of traffic crossings at the both bridge ends which could control the running of heavy vehicles, resulting in the saturation of traffic in the daytime. Fig. 2 gives the result of traffic frequency surveys carried out in 1970. It shows that the maximum actual working stress which could have occurred once per day reaches about 650 kg/cm², but less than 846 kg/cm² which is a design stress due to 20 t live load. It is also known that the occurrence frequency of a stress equivalent to 20 t truck can be estimated about 0.1 number of vehicle per day. Therefore, if it were assumed that the traffic volume and the loading pattern didn't change, the number of occurrence of 20 t live load stress would have probably been less than 1000 within 25 years.

Table 1 Stresses due to 20 t Live Load (kg/cm²)

Member	Stress	Original Allowable Stress	Working Stress		Total Stress
			Dead Load Stress	Live Load Stress	
R.C. Slab	Concrete	50	4	52	56
	Reinforcement	1200	92	1225	1317
Steel Girder		1300	554	846	1400

4. STATIC STRENGTH AND FATIGUE TESTS

Various tests were done or are in progress for full-size specimens cut out of the original composite welded girders.

4.1 Material properties tests

No clear sign to show deterioration or drop of strength was observed at the compressive strength and carbonation of concrete, the tensile strength of steels and reinforcements, and at the push-out strength of shear connectors, compared with the original tests carried out in 1953. A shear connector was composed of a steel block of $40 \times 40 \times 150$ mm and an inclined ring-shaped steel bar of 12 mm diameter (Photo. 3).

4.2 Flexural strength tests of single-web Composite girders spanning 11.50 m (Photo 4)

Load versus strains, deflections, and slips were measured for two test girders (T-1 and T-2) up to their failure. Fig. 3 shows the relations of loads with deflections at the span center. Generally, the calculated strength of a girder is located a little below its measured strength, but the calculated strengths of T-1 and T-2 girders are a little above the measured values. Such reduction of the measured values shows the lowering of the flexural rigidities of the girders, probably due to existing cracks in their slabs.

4.3 Flexural strength tests of two-web (π -Type) composite girders spanning 11.5 m (Fig. 4)

Since a width-center loaded girder (π -1) collapsed due to punching shear, its failure strength was almost equal to that of the single-web compos-

Photo. 4 Test of Single-Web Composite Girder in Bending³⁾

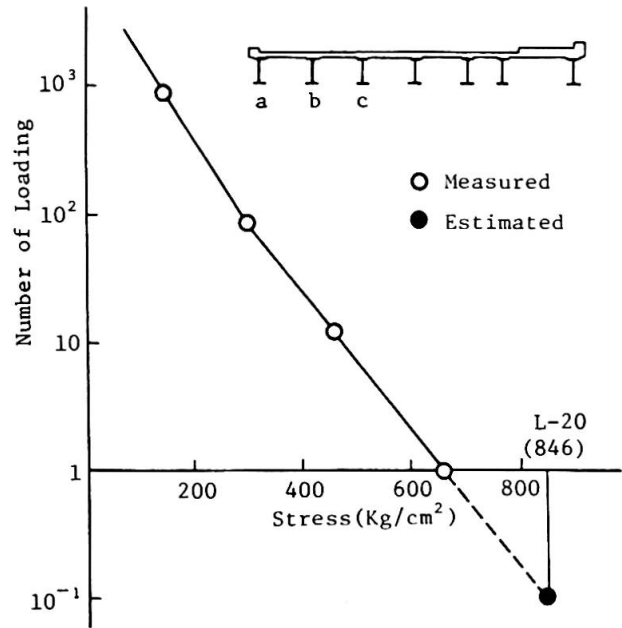


Fig. 2 Load Frequency versus Stress (Girder "C")

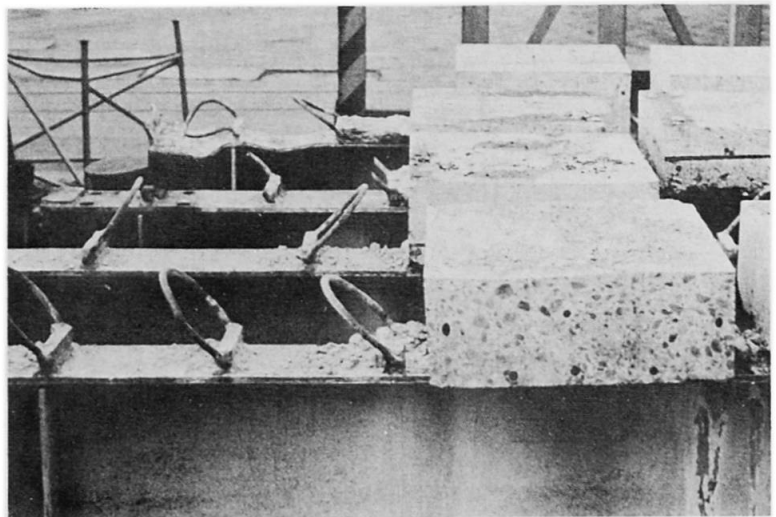
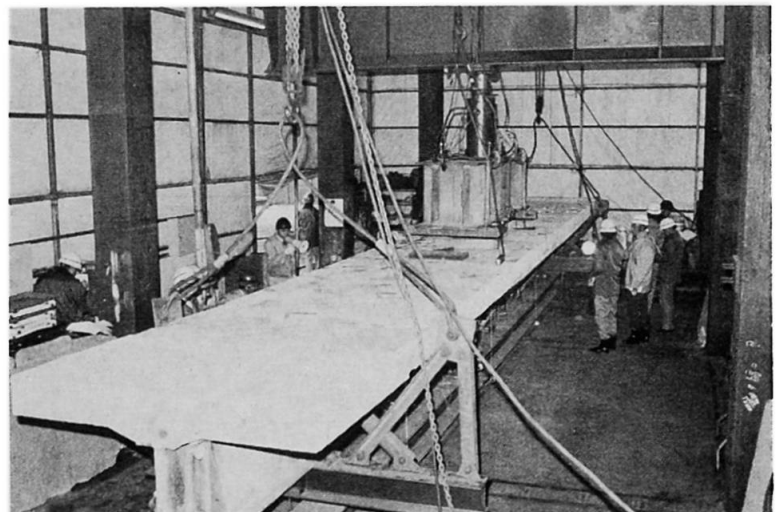


Photo. 3 Shear Connectors



ite girder. In fact, the effect of bending action of the slab on the load-carrying capacity of the π -1 girder was hardly observed. At a width-off-center loaded girder (π -2) (Photo. 6), cracking started on the upper surface of the slab at the load of 45 t. Then, the cracks were propagated in a fan-shape at the load of 80 t and finally, the failure occurred at the load of 125 t due to the development of large cracks around the loading plate. Fig. 5 shows the relations of load with vertical deflection, in which an increase in the deflection of K point is remarkable at about 80 tons. It is noticed that the width-off-center loading governs the ultimate strength of the composite girder more severely than the center loading. Photo. 7 shows the failure of the girder.

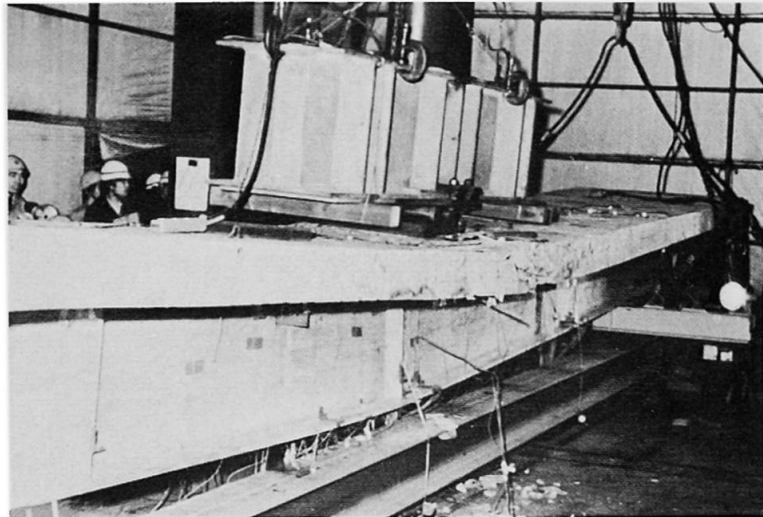


Photo. 5 Failure of Single-Web Composite Girder

4.4 Fatigue tests

The fatigue tests of steels, slabs and a single-web composite girder were carried out. They didn't show any decrease in their fatigue strength in terms of S-N curves even after 25 years' use, compared with their standard fatigue strengths, except the lowering of the S-N curve of a butt-welded joint of a tensile flange. Other fatigue tests of shear connectors and two-web composite girders are still going on.

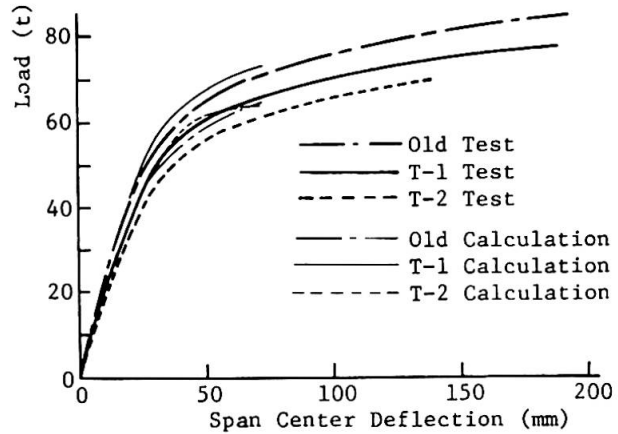


Fig. 3 Load versus Span Center Deflection

5. CONCLUSION

Cracks of 0.1 to 0.3 mm width were observed on the surface of concrete slab of the actual bridge at intervals of about 1.0 m and they went through the slab to its back side. So, a considerable decrease in the static and fatigue strengths of the composite girders was expected before the tests. The various tests, however, didn't show any par-

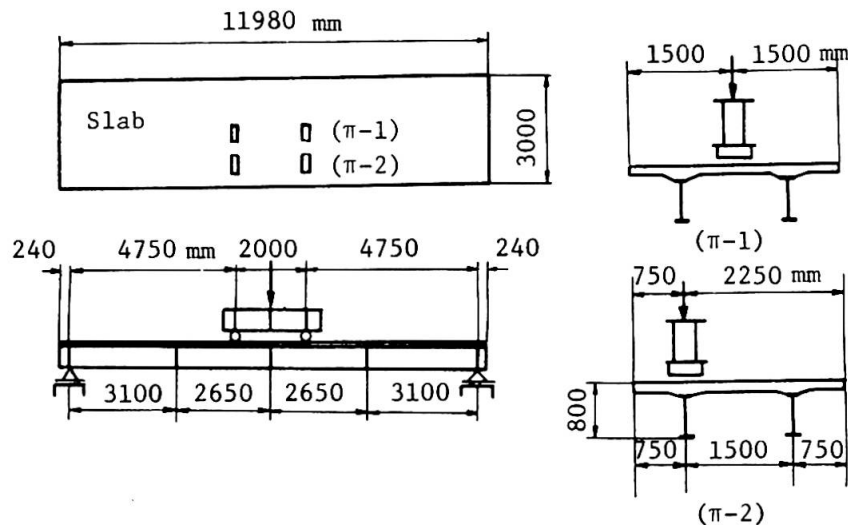


Fig. 4 Test Set-Up of π -Type Girders

particular sign of the reduction of strengths, although the ultimate strengths of the girders seem to be generally somewhat lower due to the existing slab crackings. The soundness of the girders even after 25 years' service is a great surprise, which could be explained as follows:

- The spacing 1.5 m of main girders is quite small compared with the present conventional design in Japan.
- At the original construction the quality of concrete was excellent and the works was done carefully.
- Through 25 years, maintenance works were made fairly well.
- Traffic crossings at the both ends of the bridge didn't allow the fast running of heavy trucks, resulting in keeping reserved strength against the overload 1.5 times as large as the original design live load. Fortunately, the authors could investigate what happened with steel-concrete composite girder bridges which experienced 25 years' service. In Japan, reinforced concrete slabs of highway bridges have been suffering from damages due to the propagation of cracks, but more careful design and construction would guarantee more than 25 years' life of bridges under controlled traffic.

REFERENCE

- 1) KONDO, K. and A. MATSUNAGA, "Design and Fabrication of Composite Girders of KANZAKI Bridge, Osaka," Civil Engineering, Vol.8, No.9, Tokyo, 1957.
- 2) KONDO, K., OMAE, M. and A. MATSUNAGA, "Construction of Composite Girders of KANZAKI Bridge, Osaka," Ditto.
- 3) Japan Bridge Co., Ltd., "Report of Tests of Full-Size Composite Girders of KANZAKI Bridge," Osaka, 1957.

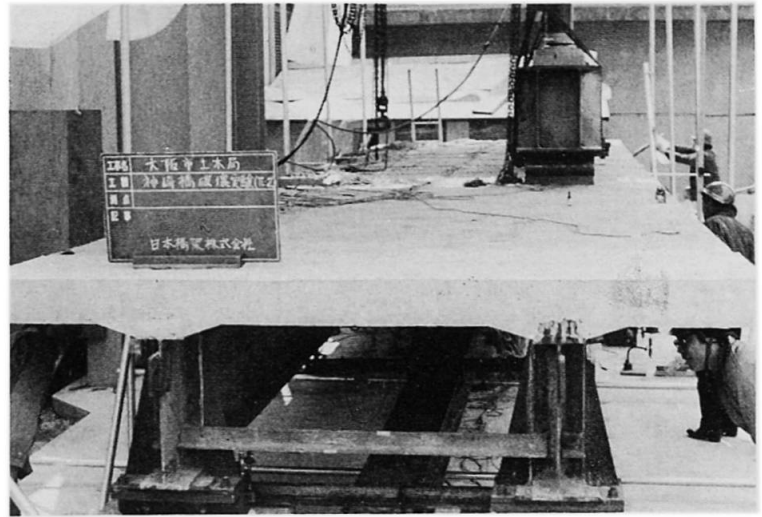


Photo. 6 Test of Two-Web Composite Girder

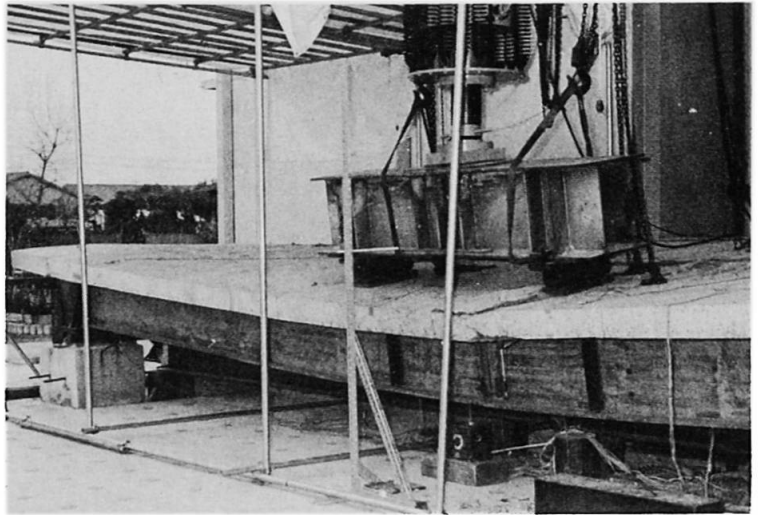


Photo. 7 Failure of Two-Web Composite Girder

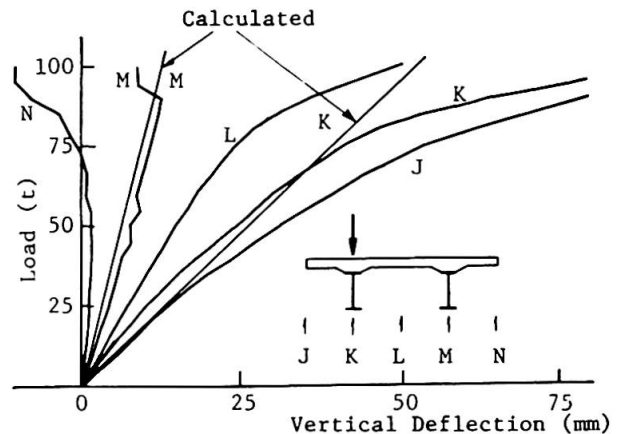


Fig. 5 Load versus Vertical Deflection

**IX****Full-Scale Failure Tests with Steel Frames**

Essais à la ruine de portiques en acier, en vraie grandeur

Bruchversuche an Stahlrahmen im Originalmassstab

OTTO HALÁSZ

Prof. Dr. Sc.

Technical University Budapest
Budapest, Hungary

MIKLÓS IVÁNYI

Associate Prof. C. Sc.

Technical University Budapest
Budapest, Hungary

PÁL TOMKA

Senior assistant

Technical University Budapest
Budapest, Hungary

SUMMARY

Within a development program of mass-produced simple industrial steel structures a series of full-scale failure tests has been carried out. Effects of change in geometry, local instability and initial imperfections were analyzed, pointing out their importance in case of variable repeated loads.

RESUME

Au cours d'un programme de développement de constructions industrielles en acier, simples produites en série, on a fait des essais à la ruine en vraie grandeur. On a examiné les effets du changement de forme de la structure, du voilement local et des imperfections initiales, en soulignant leur importance en cas de charges variables répétées.

ZUSAMMENFASSUNG

Im Verlaufe eines Entwicklungsprogramms für Serienfertigung einfacher industrieller Stahlbauten wurden Bruchversuche im Originalmassstab durchgeführt. Einflüsse von Biegemomenten zweiter Ordnung, Plattenbeulung, Kippen und Anfangsimperfektionen wurden analysiert und ihre wesentliche Rolle im Falle wechselnd-wiederholter Belastung hervorgehoben.



1. INTRODUCTION

Connected to the mass-production of steel frames built up of welded cross-sections, full-scale failure tests seemed to be necessary to check the validity of some design rules based on the ample experimental data gained mainly by tests with rolled sections - as welded components allow a bigger variability of thickness-to-depth ratio of their plate elements, opening so a broader way for optimum design by using more slender components and increasing simultaneously the possible diminishing effect of instability phenomena on the load carrying capacity as predicted by a simple limit analysis.

The full-scale failure tests were carried out in the laboratory of the Department for Steel Structures of the Technical University Budapest aiming at a better insight into the effects of the

- /i/ change in geometry
- /ii/ spacing and efficiency of different types of lateral supports,
- /iii/ variable-repeated loading process, including light crane-loads with a limited number of load cycles,
- /iv/ limits of thickness-to-depth ratio of plate elements, and
- /v/ initial imperfections.

2. TEST PROGRAM

Fig. 1 gives a brief summary of the full-scale tests and the dimensions of the specimens, indicating the loads and the characteristics of the loading process. /Additional tests on stub columns, frame corners, plate elements are not mentioned./

The photo reproduced by Fig. 2 gives a general view of the test setup, the loading and load-distributing system. In Fig. 3 some instructive details - as plastic hinge formation terminated eventually by plate buckling, are demonstrated.

3. CONCLUSIONS

Space-limits not allowing a general discussion of the results - alluding to different publications [1] [2] [3]. Some of the conclusions judged to be of interest are summarized as follows:

/i/ The importance of adequate spacing of lateral supports and their efficiency in preventing the rotation of cross-section around the bar-axis has to be emphasized as purlins and rails connected to tension flanges often cannot be regarded fully effective in case of thin webs. Not only the load carrying can thus be substantially reduced /as by elastic lateral buckling in case of frame C-3/1 in Fig. 4/, but the yield plateau in the load-deflection diagram can be too short /as in the case of frame C-1 in Fig. 4/, rendering the structure sensitive against initial imperfections.

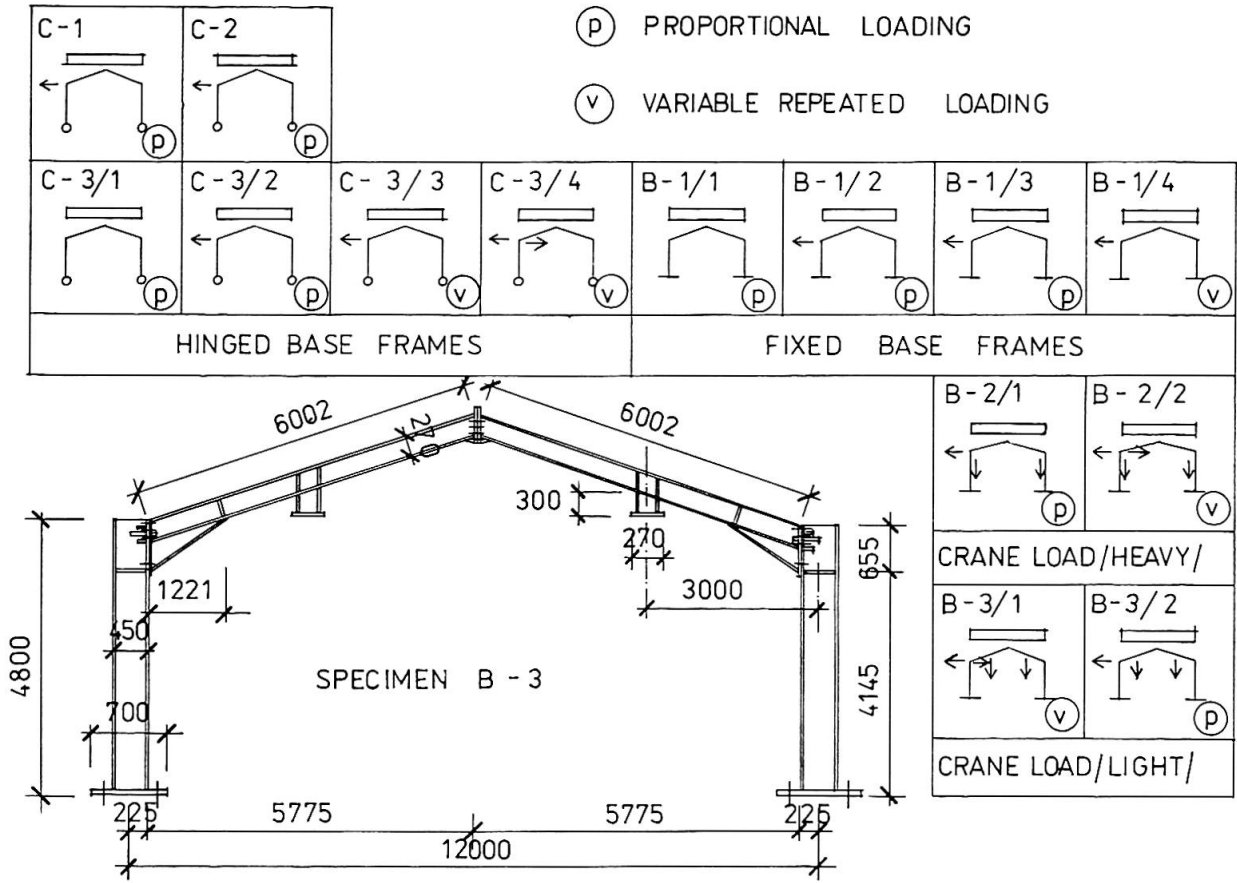


Fig.1.

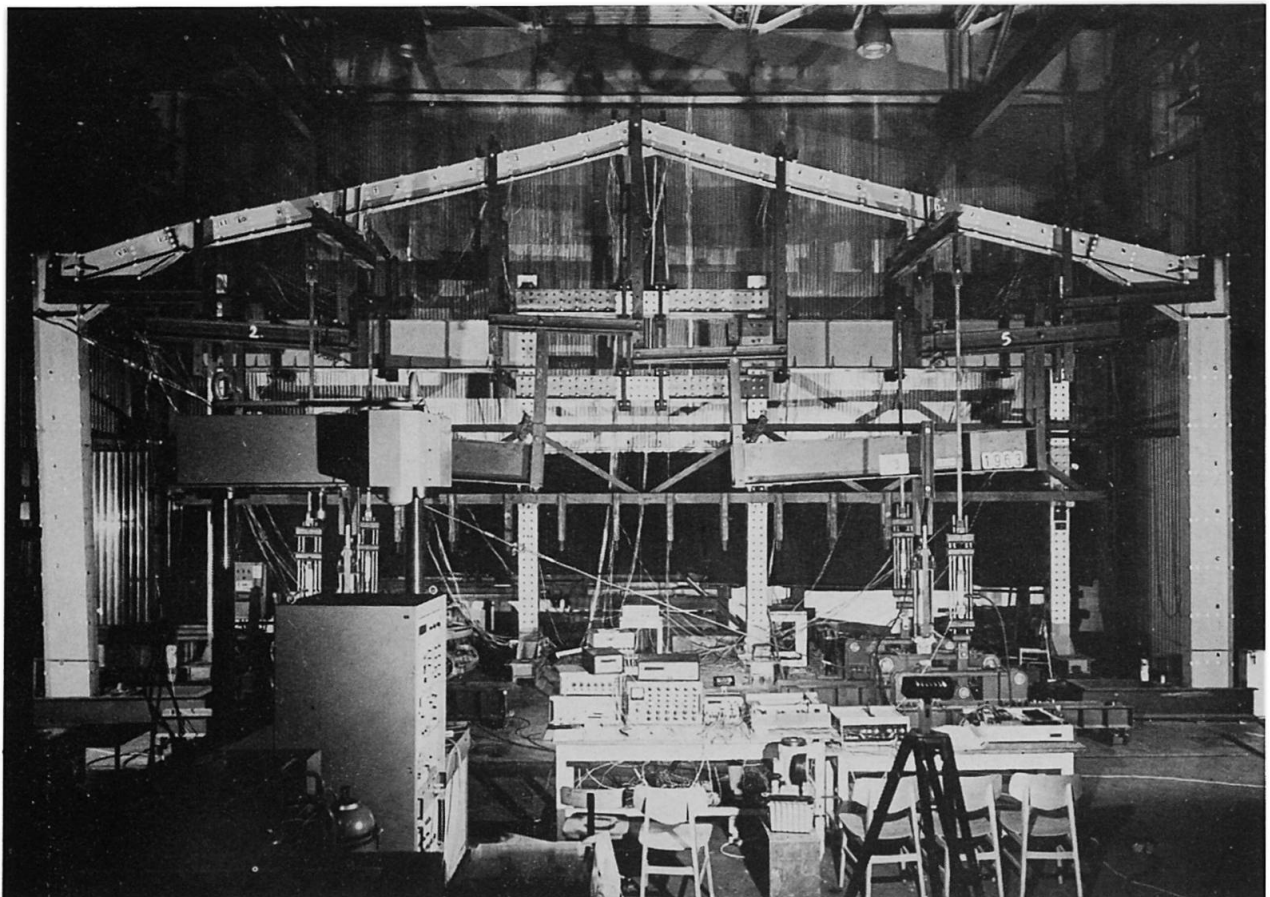


Fig. 2.

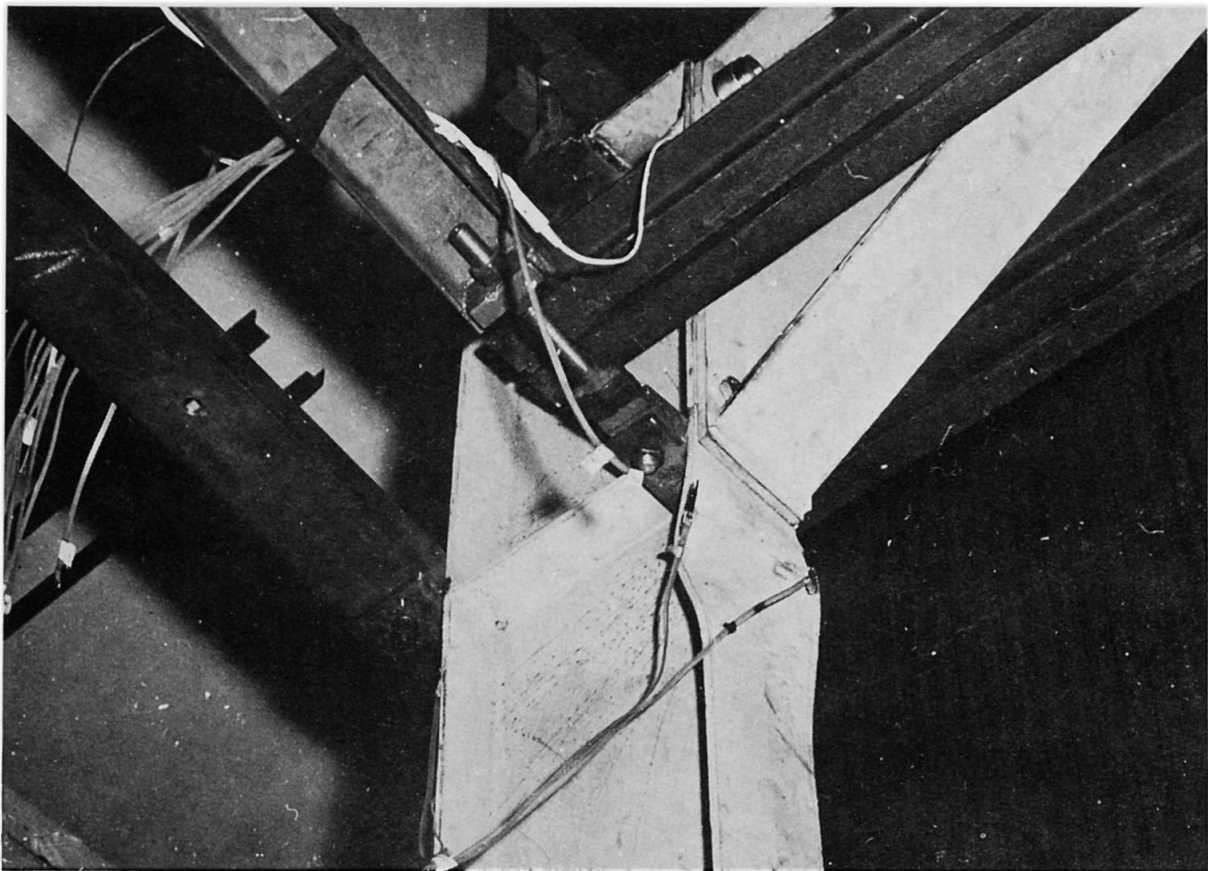
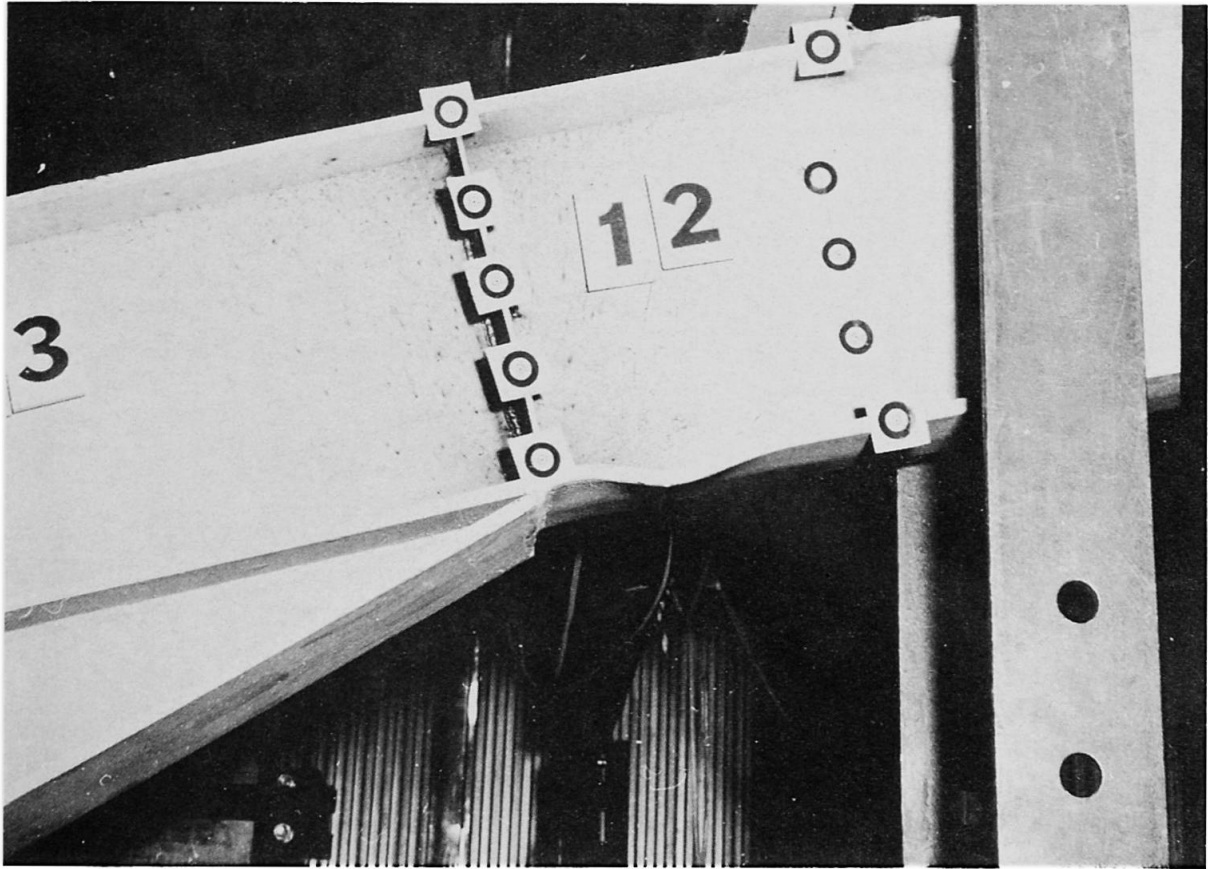


Fig. 3.

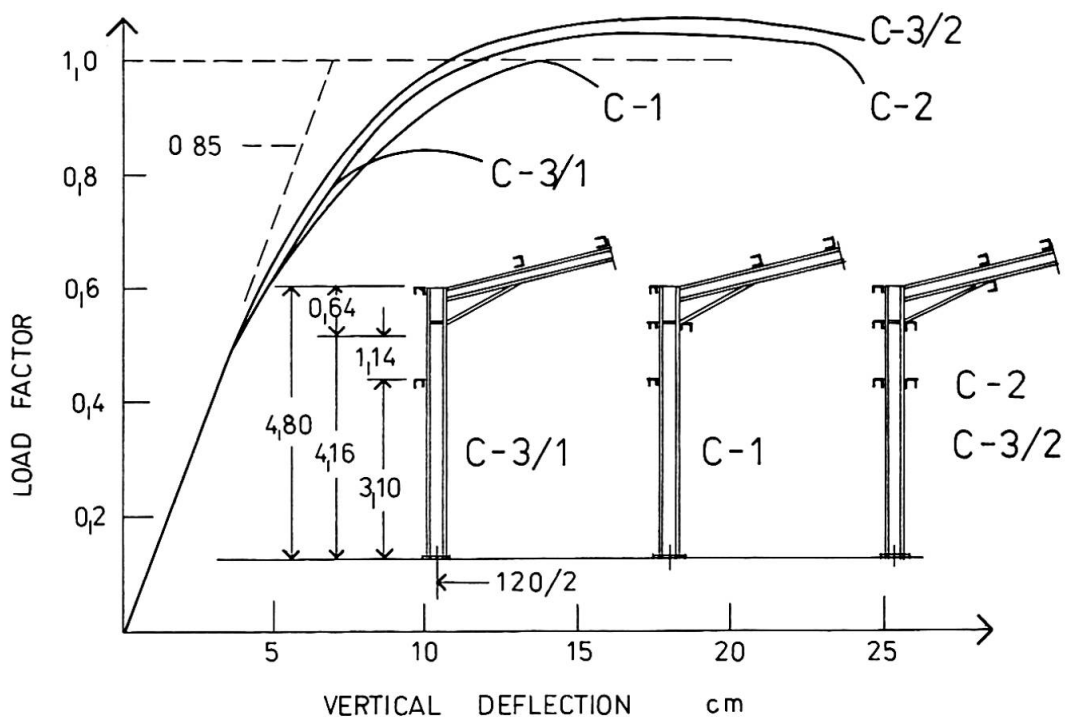


Fig. 4.

/ii/ By repeated cycles of variable loads - for instance by those involving the subsequent application of a light crane-load D and uniformly distributed vertical load P , as indicated in Fig. 5, incremental collapse can be produced by a load-factor surpassing but slightly the shake-down load predicted by a first-order ideally elastic-plastic analysis. The difference between test and analytical values was similar to that observed in proportional loading, /due probably to strain hardening/, so the gap between limit loads in proportional and cyclic loading /about 10 % in the case indicated in Fig. 5/ being the same in test and computation for both loading cases.

Surprising was the quick progression of residual deflections after just a few load cycles /see Fig. 5/

- to be attributed possibly to the effect of axial loads connected with remarkable changes in geometry;

- to gradual increase of imperfections /both lateral deflections of beams and curvature of plates/; thus to work-softening effects overcoming the work-hardening ones.

/iii/ In proportional loading axial loads not surpassing 10 % of the elastic critical load had no noticeable effect on limit load as predicted by a simple limit analysis, a finding in good accordance with ECCS rules for plastic design [4]. Excessive initial imperfections - accompanied by 'residual' bending moments as consequence of a forced assembling of the components - may enlarge the diminishing effect of the axial loads.

/iv/ Limits on thickness-to-width ratios to allow full plastic hinge action can be refined by taking into account the interaction between flanges and web.

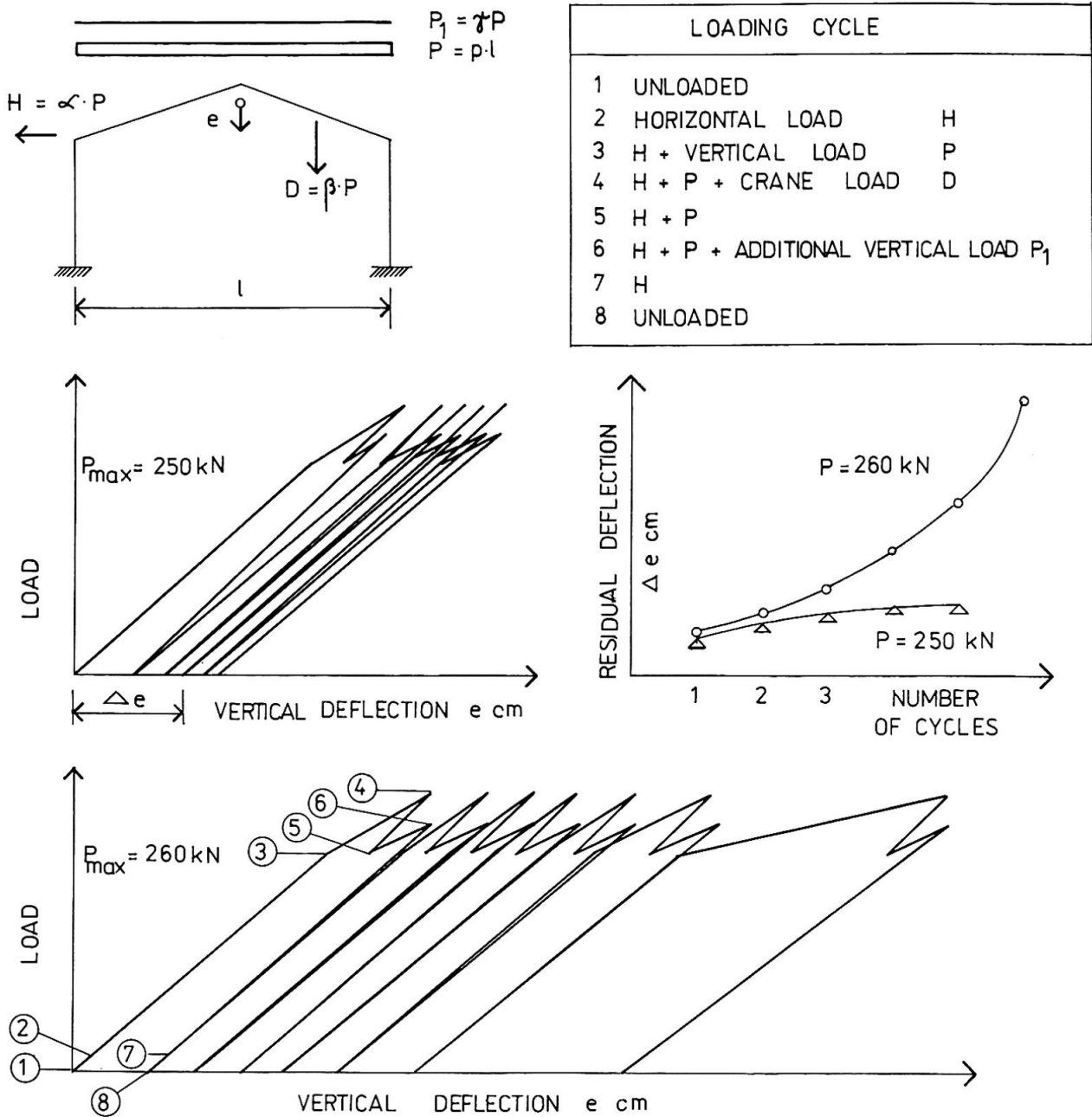


Fig.5.

REFERENCES

- [1] HALÁSZ, O., IVÁNYI, M.: Tests with Simple Elastic-Plastic Frames. Periodica Polytechnica Vol. 3-4. 1979
- [2] HALÁSZ, O., IVÁNYI, M.: Preliminary Studies for the Recommendations for Plastic Design of Steel Structures; Építés és Építészettudomány, Budapest, 1979 /in Hungarian/
- [3] HALÁSZ, O., IVÁNYI, M.: Experimental Research in Plastic Design of Steel Structures. Technical Report I-III. TU Budapest 1976-7ö /in Hungarian/
- [4] ECCS: Recommendations for Steel Constructions 1976.

IX**Effect of Fabrication Imperfections upon the Design Safety of Steel Bridges**

Effet des imperfections de fabrication sur la sécurité de dimensionnement des ponts en acier

Einfluss der Fertigungsimperfektionen auf die Berechnungssicherheit von Stahlbrücken

JOSEF DJUBEK

Assoc. Prof., Dr. Sc.
Slovak Academy of Sciences
Bratislava, CSSR

IRENA KÁRNÍKOVÁ

Ph. D., Civ. Eng.
Czech Technical University
Prague, CSSR

MIROSLAV ŠKALOUD

Assoc. Prof., Dr. Sc.
Czechoslovak Academy of Sciences
Prague, CSSR

SUMMARY

The contribution sums up the most important results of initial imperfection measurements on four new steel box-girder bridges, and the impact of the measured values and currently proposed admissible tolerances on a reduction of the ultimate strength of the compressed zones of the lower flanges of the above bridges.

RESUME

La contribution résume les résultats les plus importants de mesures imperfections initiales réalisées sur quatre nouveaux ponts en acier. L'effet des valeurs mesurées est comparé avec les tolérances admissibles proposées actuellement pour une réduction de la charge ultime des zones comprimées de la semelle inférieure des ponts.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag fasst die wichtigsten Ergebnisse von an vier neuen Stahlbrücken mit Kastenquerschnitt durchgeführten Messungen zur Ermittlung von Imperfektionen zusammen. Die gemessenen Werte werden den heute als zulässig empfohlenen Toleranzwerten bezüglich einer Reduktion der Tragfähigkeit der Druckzonen der untern Flansche gegenübergestellt.

1. INTRODUCTORY REMARKS

The behaviour of the plate elements of steel structures is significantly affected by the presence of unavoidable initial imperfections resulting from fabrication and erection processes. This effect is particularly pronounced in the case of compression flanges of steel box-girder bridges, where it was one of the reasons of a number of serious accidents.

In order to be able to assess quantitatively the above effect, we are bound to know:

- (i) The magnitude of the imperfections occurring on ordinary steel bridges,
- (i) The impact of such imperfections on the reduction of the ultimate strength of steel bridges.

2. CAMPAIGN OF MEASUREMENTS OF IMPERFECTIONS ON NEW CZECHOSLOVAK STEEL BRIDGES

To obtain reliable information regarding the first problem, the authors started an extensive campaign of imperfection measurements on four new Czechoslovak steel box-girder bridges. They are: a) the motor-way bridge over the river Oslava at Velké Meziříčí (Fig. 1), b) the railway bridge at Ivančice (Fig. 2), c) the fly-over crossing the railway station Prague - Centre (Fig. 3) and d) the new structure of the Barricade Fighters Bridge over the river Vltava in Prague (Fig. 4).

The initial curvatures of the stiffeners and sheet panels of both webs and flanges were measured. This contribution is confined to the initial imperfections of the lower flanges, since it is in the compressed portions of these flanges where the effect of the unavoidable "dishing" is expected to be most significant.

The results of the statistical evaluation of the initial imperfections measurements on all four bridges are listed in Table 1. The table sums up 448 imperfections of longitudinal stiffeners and 1 617 imperfections of the partial panels of the lower flange. In the first columns of the table, the characteristic dimensions of the flange panels are given, i.e. the length l of the longitudinal ribs between two adjacent transverse stiffeners, the width b of the partial flange panel between two neighbouring longitudinal ribs and the thickness t of the flange sheet. In the next column the value R denotes the s.c. design strength of the used material.

Further the table presents the boundaries of an interval comprising 95 % of all measurements, the sign of the measurements being considered. The statistical analysis of all measured values was carried out on a computer for (i) a normal probabilistic distribution, (ii) a log-normal distribution,

(iii) a distribution of minimum values of type I and (iiii) a distribution of maximum values of type I. As the boundaries for the above distribution curves a little differ from each other, their mean values are given in the table. The boundaries are calculated (i) in absolute values (mm), (ii) in nondimensional parameters (y_0/l , resp. w_0/b).

The last columns of the table give the percentage of those measurements, for which the currently used criteria for admissible tolerances were not satisfied, viz. the value $y_{0max} = l/500$ for longitudinal ribs and $w_{0max} = b/250$ for partial flange panels (w_0 denotes the amplitude of the "dishing" of partial flange sheet panels between longitudinal ribs and y_0 is the amplitude of the initial curvature of the longitudinal stiffeners between two neighbouring transverse beams).

- An analysis of the results given in Table 1 shows that
- (i) The magnitude of the measured imperfections on the four bridges significantly differ from each other,
 - (ii) The measured imperfections of the lower flange elements are frequently larger than the currently proposed admissible tolerances $y_{0max} = l/500$ and $w_{0max} = b/250$. The number of measurements exceeding the above tolerances varried from 1 % to 76,9 %.

3. EFFECT OF THE INITIAL CURVATURE ON THE LIMIT STATE OF THE COMPRESSION FLANGES OF THE INVESTIGATED BRIDGES

Using the large deflection theory, the authors determined - for the bridges under consideration - the impact of the measured geometrical imperfections on a reduction of the ultimate strength of the compressed zones of the lower flanges. The limit state of the flange is defined by the onset of membrane plastification at the longitudinal edges of the flange. This definition of the limit state was adopted considering the effect of variable repeated and dynamic loading on bridges.

The main results of the analysis are given in Table 2, where m_{1N} denotes the total reduction coefficient and m_{2N} the local one. Further the flange limit load reduction in % is presented.

For the sake of comparison, the authors also evaluated the effect of (i) normative tolerances (such as they are currently proposed for steel bridges, i.e. $w_{0max} = b/250$ and $y_{0max} = l/500$) and (ii) initial imperfections equal to 200 % of the aforesaid normative tolerances.

The results of the analysis are also presented in Table 2. It can be seen there that a further enlargement of initial curvature does not affect considerably (in the studied four cases) the reduction of the flange limit load.

For all four bridges, the writers also determined the reduction factors m_{1N} and m_{2N} on the assumption of an "ideal" flange without initial curvature. The corresponding results are as follows:

Velké Meziříčí:

$$m_{1N} = 1,0 ; \quad m_{2N} = 0,9083 ; \quad \text{reduction } 9,1 \%$$

Ivančice:

$$m_{1N} = 1,0 ; \quad m_{2N} = 0,9003 ; \quad \text{reduction } 10 \%$$

Prague - Centre:

$$m_{1N} = 1,0 ; \quad m_{2N} = 0,8480 ; \quad \text{reduction } 15,2 \%$$

Barricade Fighters Prague:

$$m_{1N} = 1,0 ; \quad m_{2N} = 0,9735 ; \quad \text{reduction } 2,6 \%$$

An inspection of the obtained results show that the effect of the initial imperfections on the limit load depends on the geometrical and material characteristics of the studied flange panels. In some cases, this effect can be significant.

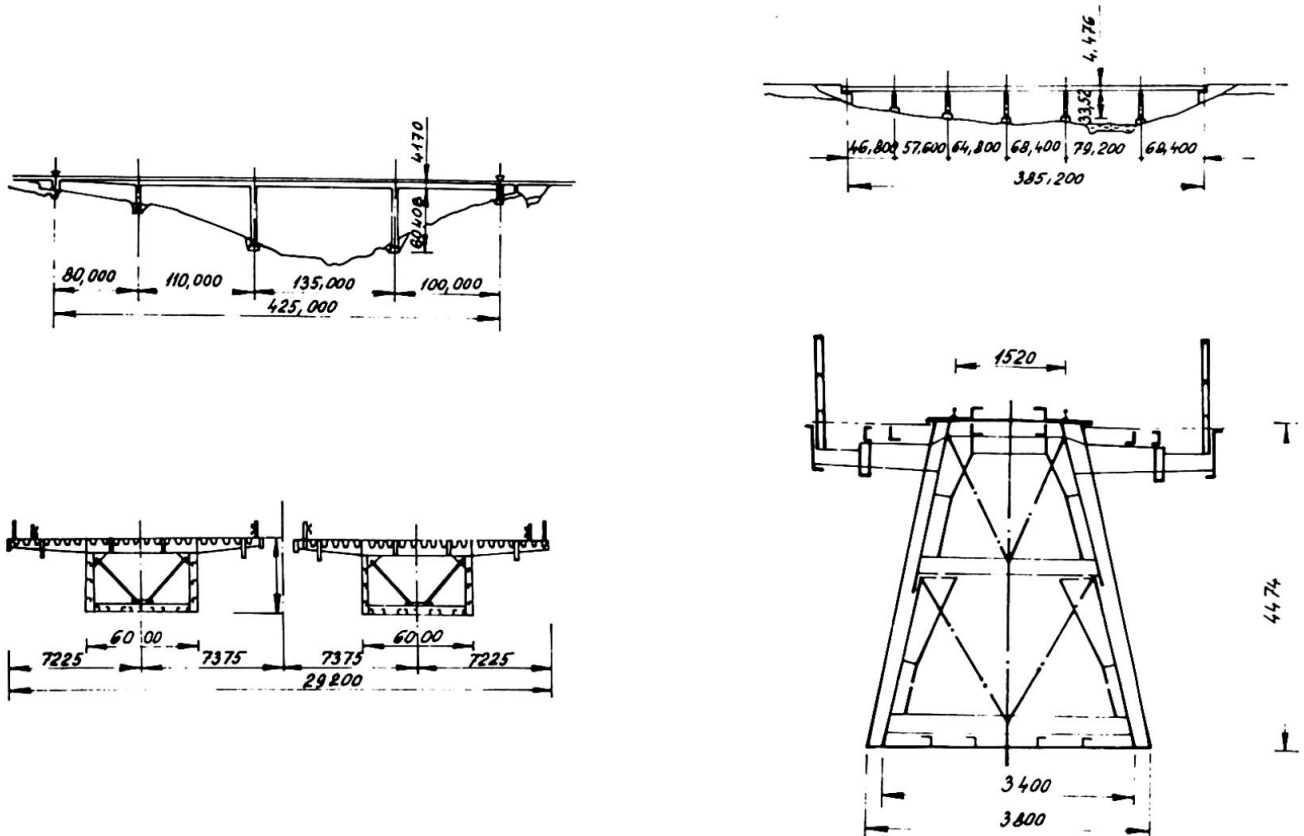


Fig.1: The Velke Mezirici motorway bridge

Fig.2: The railway bridge at Ivancice

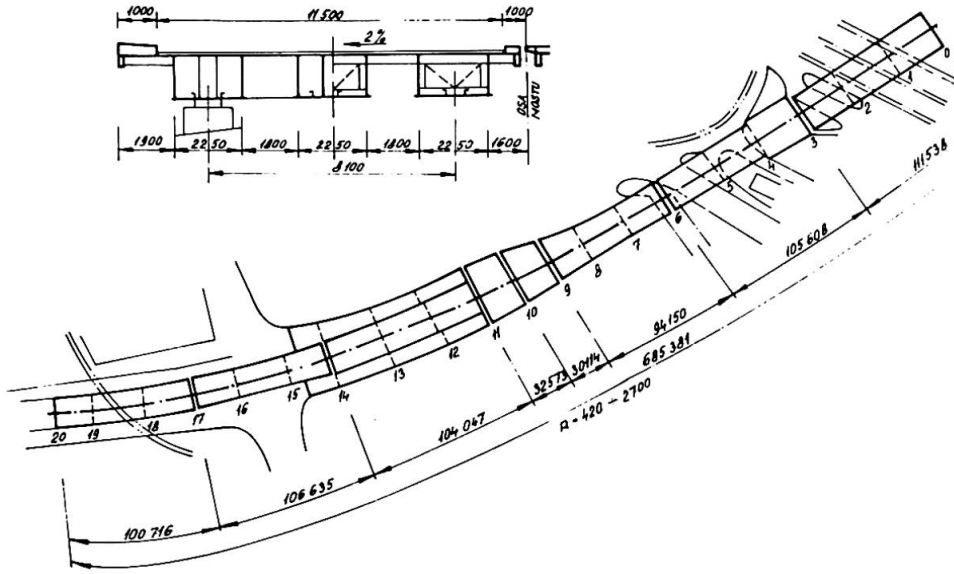


Fig.3: The fly-over crossing the railway station Prague Centre

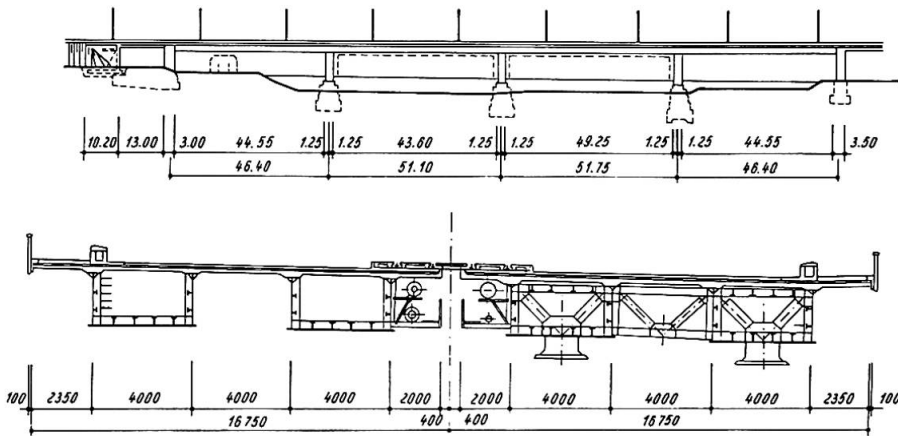


Fig.4: Barricade fighters Bridge in Prague

Table 1: The results of the statistical evaluation.

Bridge	Element	Dimension l (mm) b^+ (mm)	Number of Meas- urements	R (MPa)	The boundaries of 95% of all measurements				$> \frac{l}{500}$ $> \frac{b}{250}$
					Absolute values (mm)		Nondimensional parameters y_0/l , resp. w_0/b		
<i>Velké Meziříčí</i>	<i>Longitudinal stiffeners</i>	2500	130	290	-13.7	17.5	$-\frac{1}{182}$	$\frac{1}{143}$	76.9%
<i>Ivančice</i>		1800	42	290	-4.3	5.9	$-\frac{1}{479}$	$\frac{1}{305}$	11.9%
<i>Prague - Centre</i>		1900	60	210	-2.3	7.9	$-\frac{1}{826}$	$\frac{1}{241}$	21.7%
<i>Barricade Fighters Prague</i>		2200	216	300	-2.1	5.5	$-\frac{1}{1048}$	$\frac{1}{400}$	5.1%
<i>Velké Meziříčí</i>	<i>Partial flange panels</i>	600.12	312	290	-2.9	5.3	$-\frac{1}{207}$	$\frac{1}{113}$	19.9%
		600.14	270		-5.3	5.5	$-\frac{1}{113}$	$\frac{1}{109}$	21.9%
		600.20	299		-4.3	5.2	$-\frac{1}{140}$	$\frac{1}{115}$	20.1%
		600.32	280		-3.9	4.1	$-\frac{1}{154}$	$\frac{1}{150}$	14.6%
<i>Ivančice</i>		800.16	96	290	-2.5	2.1	$-\frac{1}{320}$	$\frac{1}{381}$	1.0%
<i>Prague - Centre</i>		750.14	37	210	-0.4	5.9	$-\frac{1}{1875}$	$\frac{1}{227}$	45.9%
		750.20	53		-0.6	3.5	$-\frac{1}{1250}$	$\frac{1}{214}$	7.5%
<i>Barricade Fighters Prague</i>		700.25	71	300	-2.4	2.7	$-\frac{1}{292}$	$\frac{1}{259}$	2.8%
		700.30	39		-2.9	3.1	$-\frac{1}{241}$	$\frac{1}{226}$	2.6%
		800.25	64		-3.8	4.2	$-\frac{1}{211}$	$\frac{1}{190}$	12.5%
		800.30	37		-4.2	5.2	$-\frac{1}{190}$	$\frac{1}{154}$	24.3%
		1000.25	36		-2.1	6.8	$-\frac{1}{476}$	$\frac{1}{147}$	58.3%
	1000.30	23	-2.1		5.2	$-\frac{1}{476}$	$\frac{1}{192}$	13.0%	

Table 2: The impact of the imperfections on a reduction of the ultimate strength.

Bridge	Measured imperfections				Normative tolerances				200% of normative tolerances			
	m_{1N}	m_{2N}	$m_N = m_{1N} - m_{2N}$	reduc- tion%	m_{1N}	m_{2N}	$m_N = m_{1N} - m_{2N}$	reduc- tion%	m_{1N}	m_{2N}	$m_N = m_{1N} - m_{2N}$	reduc- tion%
<i>Velké Meziříčí</i>	0.9712	0.9128	0.8865	11.35	0.9947	0.9091	0.9043	9.57	0.9854	0.9106	0.8973	10.27
<i>Ivančice</i>	0.9923	0.9016	0.8947	10.53	0.9962	0.9010	0.8975	10.25	0.9902	0.9020	0.8932	10.68
<i>Prague - Centre</i>	0.8691	0.8782	0.7632	23.68	0.9368	0.8622	0.8077	19.23	0.8737	0.8771	0.7663	23.37
<i>Barricade Fighters, Prague</i>	0.9809	0.9759	0.9572	4.28	0.9861	0.9752	0.9616	3.84	0.9652	0.9778	0.9439	5.61

IX

Fracture and Retrofit of Dan Ryan Rapid Transit Structure

Fissuration et réparation du pont du métro Dan Ryan

Sprödbruch und Abänderung der Dan Ryan Hochbahn Brücke

J.W. FISHER

Professor of Civil Engineering
Lehigh University
Bethlehem, PA, USA

J.M. HANSON

Principal
Wiss, Janney, Elstner and Associates
Northbrook, IL, USA

H. HAUSAMMANN

Research Assistant
Lehigh University
Bethlehem, PA, USA

A.E.N. OSBORN

Structural Engineer
Wiss, Janney, Elstner and Associates
Northbrook, IL, USA

SUMMARY

Three box frame bents of the Chicago Rapid Transit elevated structure cracked during a cold period in 1978. Fatigue crack growth developed at the intersection of the girders and bent side plates where large crack of fusion areas and high stress concentration existed. Brittle fracture followed. An analysis of the different crack growth stages and the retrofiting methods are provided.

RESUME

Trois poutres caisson des cadres transversaux du métro de Chicago se sont fissurées à une période de basse température pendant l'hiver 1978. Les fissures de fatigue se sont formées aux intersections des longerons et des âmes des poutres caisson, dans des zones ayant des contraintes résiduelles élevées. La rupture fragile en est la conséquence. Les différents stades de fissuration et les méthodes de réparation sont présentés dans le rapport.

ZUSAMMENFASSUNG

Drei kastenförmige Rahmen einer Hochbahnstrecke in Chicago brachen während des kalten Winters 1978. Ermüdungsrisse starteten in den Schweißverbindungen zwischen den Längsträgern und den Stegblechen des Kastenträgers, in einer Region mit hohen Eigenspannungen. Sprödbruch folgte. Die verschiedenen Risswachstumsstadien und Sanierungsmassnahmen werden beschrieben.

1. Introduction

A large crack in one of the steel box bents (rigid frames) supporting the elevated track of Chicago's Mass Transit System (EL) of the Dan Ryan Line was discovered on January 4, 1978 [1]. Subsequent inspection showed that two adjacent bents were also cracked. The structure was immediately closed to traffic and was reopened to traffic on January 15, 1978, after shoring towers were completed. During the two weeks prior to discovery of the cracks low temperatures of -20°C were recorded in Chicago.

The fractured bents are part of a 12 m high 820 m long viaduct. They support four articulated plate girders which carry the cast-in-place concrete deck. The rails of the two tracks are on wooden ties resting on ballast. The tracks and the structure are on a 120 m radius curve at the location of the fractured bents.

The bents have a box-shaped cross-section consisting of two column legs and a horizontal box member, as shown in Fig. 1. The top flanges of the plate girders pass over the top flanges of the boxes. The bottom flanges pierce the boxes through flame-cut slots near the bottom of the box side plates. In the fractured bents, the intersections were connected by heavy fillet welds on the outside and little or no weld on the inside. At other locations, the intersections were sometimes filled with welds. The girders intersect the boxes at different angles. The bents and the girders are fabricated of American Society for Testing of Materials (ASTM) A36 steel.

The structure was designed in 1967 in accord with criteria and procedures established by the American Railway Engineering Association (AREA) and built in 1968-1969. Appearance of the structure was an important consideration and this type of construction minimizes the height of the structural system.

Since traffic operations began, the structure was inspected several times. The last inspection before the detection of the cracks was in July 1976.

The initial field examination of the fracture indicated that all of the cracks started at the welded junction of the plate girder flange tip to the box side plate, as illustrated in Fig. 2. All three cracks completely severed the bottom flange of the box girders and the webs. Openings at the bottom flange of about 20 mm were measured.

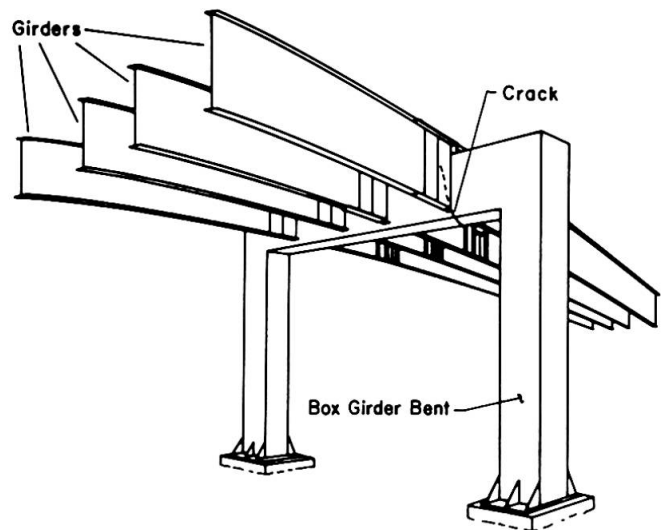


Fig. 1 Schematic Showing Box-Shaped Bent and Girders with Crack Location

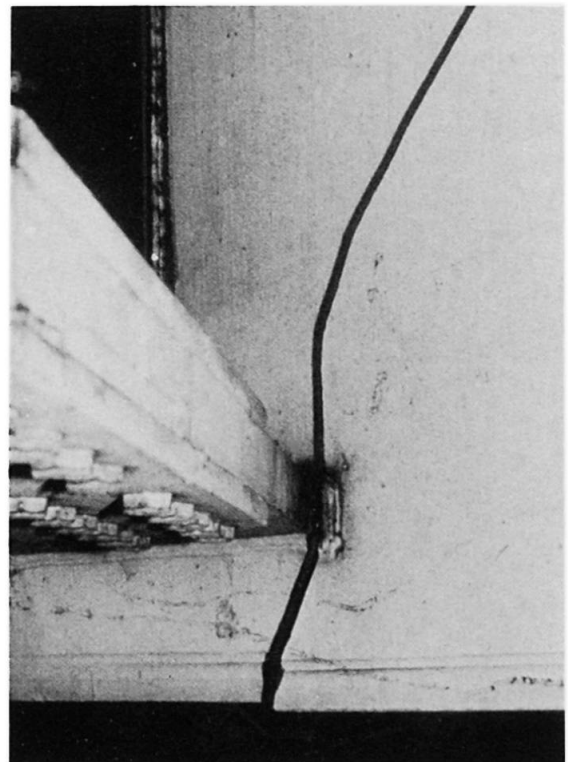


Fig. 2 Cracked Box Side Plate

The cracks were arrested near or in the top flange. The cracks in the bottom flanges were inclined approximately 20 degrees to a normal to the longitudinal axis of the bent above the flanges of the girders. Two crack surfaces were found to be slightly corroded, the third one had a heavy oxide coating.

2. Material Properties, Stresses at the Critical Location

Samples were removed from the box girders for laboratory investigations. From this material, specimens for tensile tests, chemical analysis, Charpy V-Notch tests, compact tension fracture tests, and metallographic and fractographic examinations were made. The tests were carried out in accordance with standard ASTM Specifications at several laboratories. The physical and chemical tests indicated that the material conformed to the ASTM requirements for A36 steel.

The yield strength (0.2% offset) measured with flat tensile specimens was determined to be 235 MPa and the tensile strength to be 480 MPa. The Charpy V-Notch tests showed good toughness with impact energies greater than the American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) minimum requirement of 20 joules at 4° C, as specified for a minimum service temperature down to -34° C for Zone 2. The transition temperature is between 4° C and -20° C for 20 joules.

Compact tension fracture specimens were tested at one second loading rate at -1° C to -34° C. The tests did not fulfill the requirements of the ASTM E399 specification, and the fracture toughness had to be estimated using the J-integral method. A critical plane strain material toughness K_{Ic} (average of three specimens) of 88 MPa \sqrt{m} was measured at -20° C.

A review of the stresses was made using standard methods of analysis [1]. It was found that the magnitude of the tensile and compression stresses due to the dead load, design live load, impact and centrifugal forces were on the order of 120 MPa, and the shear stresses about 105 MPa. The calculated stresses were within the allowable limits of the design specifications. At the location of the fracture where the heavy oxide coating was observed, the computed shear stress was about 20 percent higher than the allowable stress.

The tensile stress range in the box side plates at the tip of the girder flange framing into the box girder (location of the crack) was calculated to be 22.2 MPa for the design live load (both tracks loaded), including impact and centrifugal forces. On an average weekday, 467 trains (in both directions) pass over this viaduct. The trains vary in length between two and eight cars. Most stress cycles during service are produced by one train crossing over the structure at a time. In addition, the impact factor will likely be smaller than the design value. Hence, the service stress cycles from a train probably varied between 7 MPa and 10 MPa.

3. Analysis of the Fracture

The crack surfaces of the side plates of the box girders adjacent to the flange tip were examined. Chevron markings found on the fracture surface indicated that the crack originated near the tip of the girder flange. A photograph and schematic of one fracture surface are shown in Figs. 3a and 3b. The overall fracture surface shows that the weldment connecting the flange tip to the box had a large lack of fusion area. Paint was found in some of these areas, which had penetrated from the inside of the box. The largest lack of fusion area was approximately 18 mm by 83 mm and was approximately elliptical shaped.



Fig. 3a Fracture Surface of Box Girder Web Plate

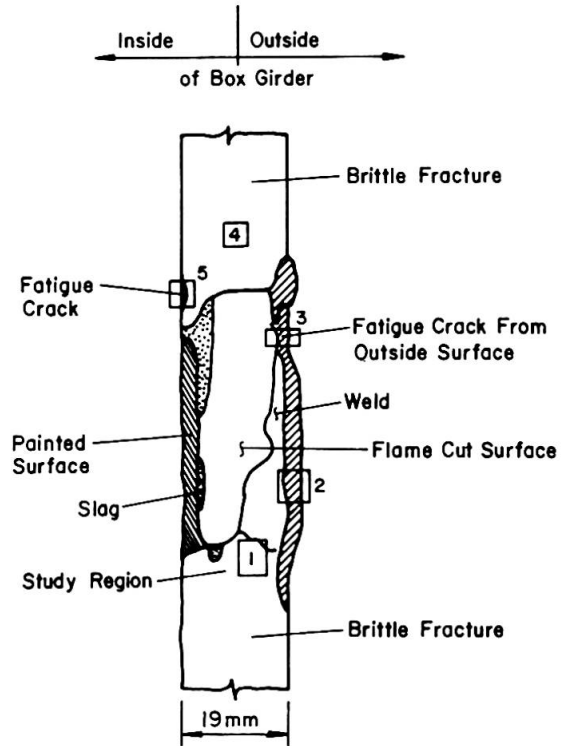


Fig. 3b Schematic of Fracture Surface

Surface replicas were prepared from different locations of the crack surface indicated in Fig. 3b and investigated with the transmission electron microscope. Fatigue striations (see Fig. 4) were found on all three fracture surfaces. These striations represent the extension of the crack front during one load cycle and confirmed the development of fatigue crack growth. Striation markings were found in regions 2 and 3 in Fig. 3b; the measured growth rate was 2.10^{-5} mm/cycle near the exterior surface and 5.10^{-5} mm/cycle near the lack of fusion area. The examination of region 4 near the upper end of the discontinuity showed mainly cleavage fracture with river patterns. The examination of each fracture surface confirmed that fatigue crack growth originated at the lack of fusion area and at the exterior weld surface at the weld toe on the box side plate. It was estimated that about 6 mm of fatigue crack growth was experienced before the cracks became unstable.

The stress intensity range ΔK can be estimated from the stress range $\Delta\sigma$ as [2]

$$\Delta K = F_s \cdot F_w \cdot F_e \cdot F_g \cdot \Delta\sigma (\pi a)^{1/2} \quad (1)$$

where F_s is the front free surface correction factor, F_w is the back free surface correction factor, F_e is the crack shape correction factor and F_g is the stress gradient correction factor. "a" is the crack size. For the geometrical

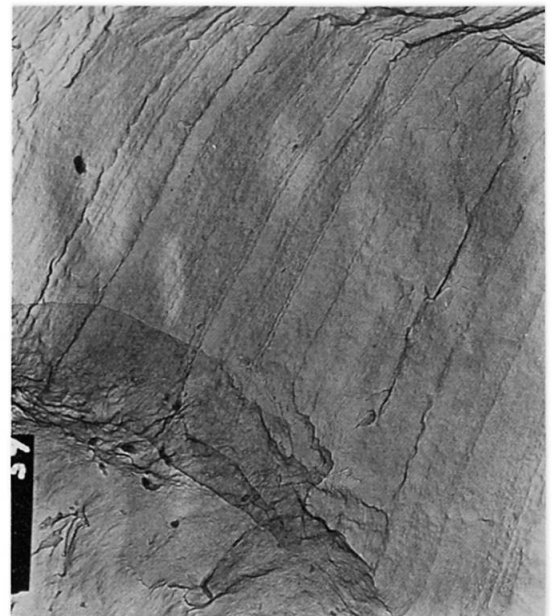


Fig. 4 Fatigue Striation Markings on Box Girder Web Surface

conditions that existed at this detail, ΔK was estimated to be between $0.38 \Delta\sigma$ and $0.45 \Delta\sigma \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$. Stress ranges between 6 MPa and 10 MPa would exceed the crack growth threshold which is about $2.9 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$. The stress intensity factor estimated from the striation markings is in reasonable agreement with these results.

The stress intensity factor for a crack growing at the weld toe of the exterior weld surface is about $0.30 \Delta\sigma \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ when the stress gradient correction $F_g = 3.16$. Hence fatigue crack growth would be expected at the weld toe as well. ⁸

All three bents experienced cleavage or brittle fracture after the fatigue crack had propagated through the weld metal and resulted in a through crack at the stringer flange tip. The small ligaments which remained between the lack of fusion region and the external fatigue cracks were ignored; this results in a stress intensity factor estimate of [3]:

$$K = \sigma (\pi a)^{1/2} \quad (2)$$

For a crack length of $2a = 0.1 \text{ m}$, the K value from Eq. 2 is $0.40 \sigma \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$. The K value was also calculated assuming a semielliptical surface crack with appropriate correction factors [3]. This results in a stress intensity factor of $0.29 \sigma \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$.

Since welding around the flange tip produces a high residual tensile stress field, the critical stress at the crack tip can be assumed to be at the yield point. At room temperature the yield point is 235 MPa. Taking into account the low temperature at the time of fracture, the yield point was estimated to be 300 MPa. Hence, the estimated maximum stress intensity at the fatigue crack tip was between $87 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$ and $120 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$.

The fracture toughness at -20° C and a one second loading rate was found to be $88 \text{ MPa}\sqrt{\text{m}}$. Hence, brittle fracture was a reasonable development after the fatigue crack growth that was experienced during the eight years of service.

After the discovery of the fracture in the Dan Ryan Rapid Transit, fatigue tests of similar details were carried out at Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University [4]. It was found that the fatigue strength of a web detail which simulated the penetration of a girder flange through the web was well below the most severe design category in the AASHTO Specifications [5]. Figure 5 shows the fatigue resistance provided by the tests of the simulated web penetration insert detail [4].

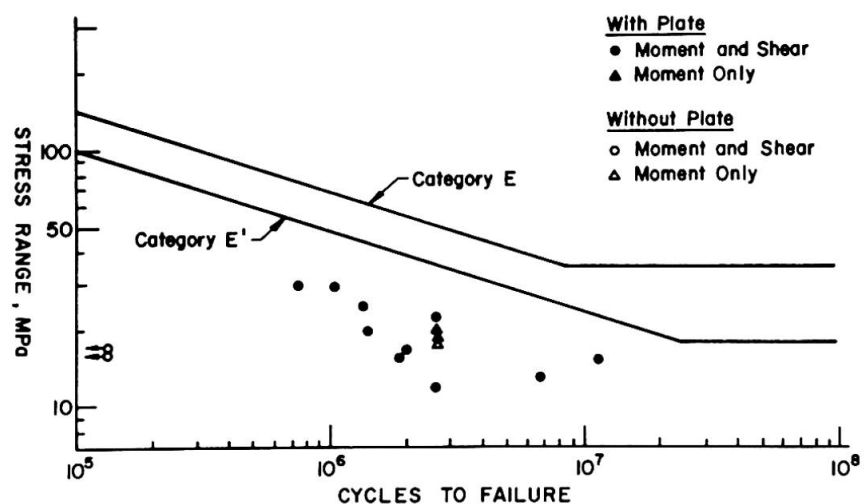


Fig. 5 Fatigue Strength of Simulated Web Penetration

4. Retrofitting Other Details

The cracking of three bents in the viaduct of the Dan Ryan line developed from fatigue crack growth at the weld junctions of girders which pierced the side plates of the box-shaped bents. Subsequent inspection revealed fatigue cracks at similar locations in nearby bents. Brittle fracture occurred when a critical combination of crack size and stress resulted in a critical stress intensity equal to the material fracture toughness at the low temperature. The cracks developed in the bents at the junction of the girder flange and side plates. The initial fabrication conditions provided cracklike conditions that were very susceptible to fatigue crack growth. It was a difficult area to weld because of the skewed angle between the girders and the bent. Comparable conditions have been observed in other structures with similar details and steps are being taken to retrofit those structures as well.

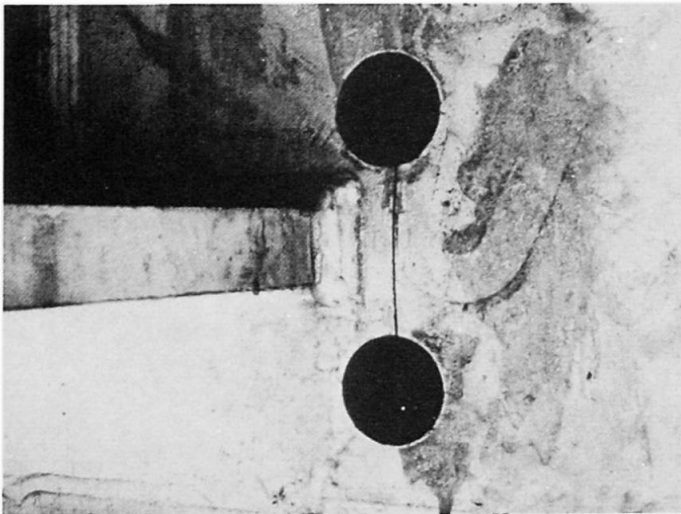


Fig. 6a Retrofitted Box Side Plate

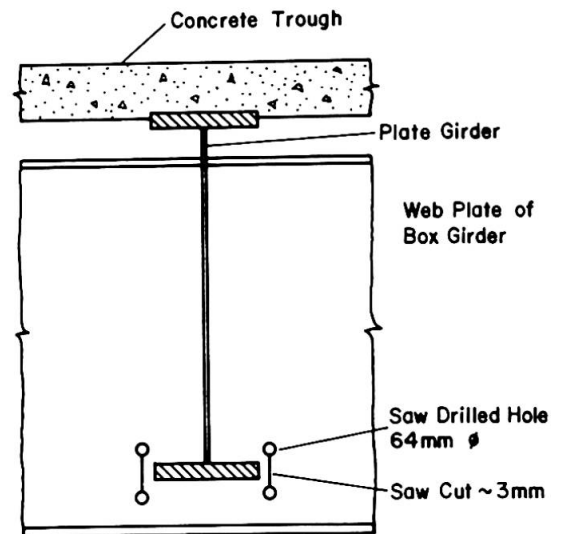


Fig. 6b Schematic of Retrofitted Detail

Any retrofit must minimize the severe stress concentration at the intersection of the girder flange and the box girder webs and reduce the high residual stresses from the weld shrinkage. To accomplish this aim, those locations with small or negligible cracks at the flange tips were retrofitted by cutting holes and sawing between them to create a "dumbbell" configuration in the box side plates near the edges of the girder flanges, as shown in Fig. 6. This method of retrofitting was considered to release the residual stress field at the flange tip and to shield the critical location from the bending stresses.

REFERENCES

1. The Technical Committee. Final Report on Causes of Fractures, Dan Ryan Rapid Transit, Chicago, Illinois, January 1979
2. Zettlemyer, N. and Fisher, J.W.: Stress Gradient Correction Factor for Stress Intensity at Welded Stiffeners and Cover Plates, Welding Research Supplement, Vol. 12, December 1977, pp 383-398s
3. Tada, H., Paris, P.C. and Irwin, G.R.: The Stress Analysis of Cracks Handbook, Del Research Corporation, Hellertown, Pa., 1973
4. Fisher, J.W., Hausammann, H., Sullivan, M.D. and Pense, A.W.: Direction and Repair of Fatigue Damage in Welded Highway Bridges, National Cooperative Highway Research Program Report 206, Transportation Research Board, Washington, D.C., June 1979
5. Fisher, J.W.: Guide to 1974 Aashto Fatigue Specifications, American Institute of Steel Construction, New York, 1974

IX**Voilement de coques coniques sous charge hydrostatique**

Beulen von Kegelschalen unter hydrostatischer Belastung

Buckling of Hydrostatically Loaded Conical Shells

D. VANDEPITTE

Prof. Ir.
State University
Gent, Belgium

J. RATHÉ

Prof. Dr. Ir.
State University
Gent, Belgium

G. WEYMEIS

Ir.
State University
Gent, Belgium

B. VERHEGGHE

Ir.
State University
Gent, Belgium

E. Taelman

Ir.
State University
Gent, Belgium

RESUME

Après l'effondrement par instabilité de deux châteaux d'eau en acier, le Laboratoire d'essais sur modèles de la R.U.G. a effectué un programme d'essais concernant la stabilité de coques tronconiques sollicitées par le poids d'un liquide. Les résultats finals sont présentés sous une forme pratique et directement utilisable par les auteurs de projet.

ZUSAMMENFASSUNG

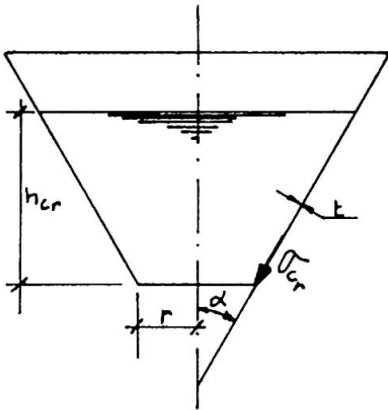
Nach dem Einsturz von zwei stählernen Wassertürmen durch Instabilität ist im Laboratorium für Modellstatik der R.U.G. eine Forschung über die Stabilität abgestumpfter Kegelschalen, belastet durch Flüssigkeitsfüllung, durchgeführt worden. Die endgültigen Ergebnisse sind in einer für den Entwerfer verwendungsfähigen Form dargestellt.

SUMMARY

After the collapse of two steel watertowers due to instability a test program on the stability of truncated conical shells filled with a liquid was carried out at the Laboratory for Model Research of the R.U.G. The final results are presented in a practical form for use by designers.

A number of researchers have studied the stability of conical shells subjected to an axial compressive load which is constant along the axis of the cone and which may or may not act together with a uniform internal pressure.

We tested conical shells which were supported along their narrow base (fig. 1) and which we loaded by filling them with a liquid.



	MYLAR	BRASS	ALUMINIUM	STEEL
Number of models tested	554	69	36	78
t (mm)	0,125-0,250	0,20	0,20	0,31
α	10° 20° 30° 40° 50° 60° and 75°	20° 30° 40° 50° and 60°	20° 30° 40° 50° and 60°	20° 30° 40° 50° and 60°
$r/(t \cos \alpha)$	100 → 3600	200 → 1500	200 → 1500	200 → 1500

FIG. 1

Hence the meridional compressive stresses in the cone wall and the normal hydrostatic pressures on the wall increased with the height of the liquid.

Such a loading occurs in the bottom part of water towers. This part has often a conical form and is the most critical part of the reservoir. The compressive stresses cause the shell to buckle when the liquid reaches a certain critical height h_{cr} .

After the failure of two full size steel water towers, one of which is discussed in [1] and [2], we started a test program in order to determine the critical level of the liquid for a wide range of conical shells. A search of the literature accessible to us had shown that this particular problem had never been investigated systematically and that no reliable data were available about the actual failure load of thin cones loaded in the way described. Our test cones were made of mylar, brass, aluminium and steel. Figure 1 contains the geometrical parameters considered. The models were loaded with water.

Some cones were fully clamped at the bottom; they gave slightly higher results. Others were elastically restrained against rotation of their lower edge around the base circle and still others were for all practical purposes simply supported.

The geometrical imperfections were measured with a special device and a distinction was made between "good" and "imperfect" cones. When the inward amplitude of the dents, measured from a straight rod of length λ_r , did nowhere exceed $0,008\lambda_r$, the cone is said to be "good". λ_r is the full meridional wave length of the lowest buckle in the vicinity of the small base. λ_r was calculated with the BOSOR 4 computer program and turned out to be about $3,6\sqrt{rt}/\sqrt{\cos \alpha}$.

The first three writers reported earlier on these tests [3] and presented the results that were available at the time by plotting

the meridional membrane stress σ_{cr} , derived from the experimental h_{cr} by means of the formula

$$\sigma_{cr} = \frac{\gamma h_{cr} \left(r + \frac{h_{cr}}{3} \operatorname{tg} \alpha \right) h_{cr} \operatorname{tg} \alpha}{2 r t \cos \alpha} \quad (1)$$

and made dimensionless by dividing it by a suitable quantity, versus $r/(t \cos \alpha)$.

In the meantime the test program has been completed and the final results are presented now in a more practical form.

The following parameters have to be considered :

E , α , r , t , h_{cr} or σ_{cr} (fig. 1),

ν : Poisson's ratio, and

γ : the specific weight of the liquid.

The similitude requirements provide us with the following complete set of independent dimensionless parameters which must normally appear in relations that should be valid for full scale structures as well as models :

$\frac{\sigma_{cr}}{E}$, $\frac{E}{\gamma r}$, $\frac{r}{t}$, α and ν . Any combination of these five parameters is also allowed. We know that E and ν appear in the combination $\frac{E}{1-\nu^2}$ for plate structures. Hence a relation of the kind

$$\frac{(1-\nu^2)\sigma_{cr}}{E} = f \left[\frac{E}{(1-\nu^2)\gamma r}, \frac{r}{t}, \alpha \right] \quad (2)$$

presumably exists. We now rearrange equation (1) :

$$\frac{(1-\nu^2)\sigma_{cr}}{E} = \frac{(1-\nu^2)\gamma r}{E t \operatorname{tg} \alpha} \cdot \frac{h_{cr} \operatorname{tg} \alpha}{2r} \left(\frac{r}{t \cos \alpha} + \frac{h_{cr} \operatorname{tg} \alpha}{3r} \cdot \frac{r}{t \cos \alpha} \right) \frac{h_{cr} \operatorname{tg} \alpha}{r} \quad (3)$$

and we combine (2) and (3) :

$$f \left[\frac{E}{(1-\nu^2)\gamma r}, \frac{r}{t}, \alpha \right] = \frac{(1-\nu^2)\gamma r}{2 E t \operatorname{tg} \alpha} \left(\frac{r}{t \cos \alpha} + \frac{h_{cr} \operatorname{tg} \alpha}{3r} \cdot \frac{r}{t \cos \alpha} \right) \left(\frac{h_{cr} \operatorname{tg} \alpha}{r} \right)^2 \quad (4)$$

The three variables determining f appear only in the combinations, $\frac{r}{t \cos \alpha}$ and $\frac{E t \operatorname{tg} \alpha}{(1-\nu^2)\gamma r}$ in the second member of (4), and h_{cr} appears

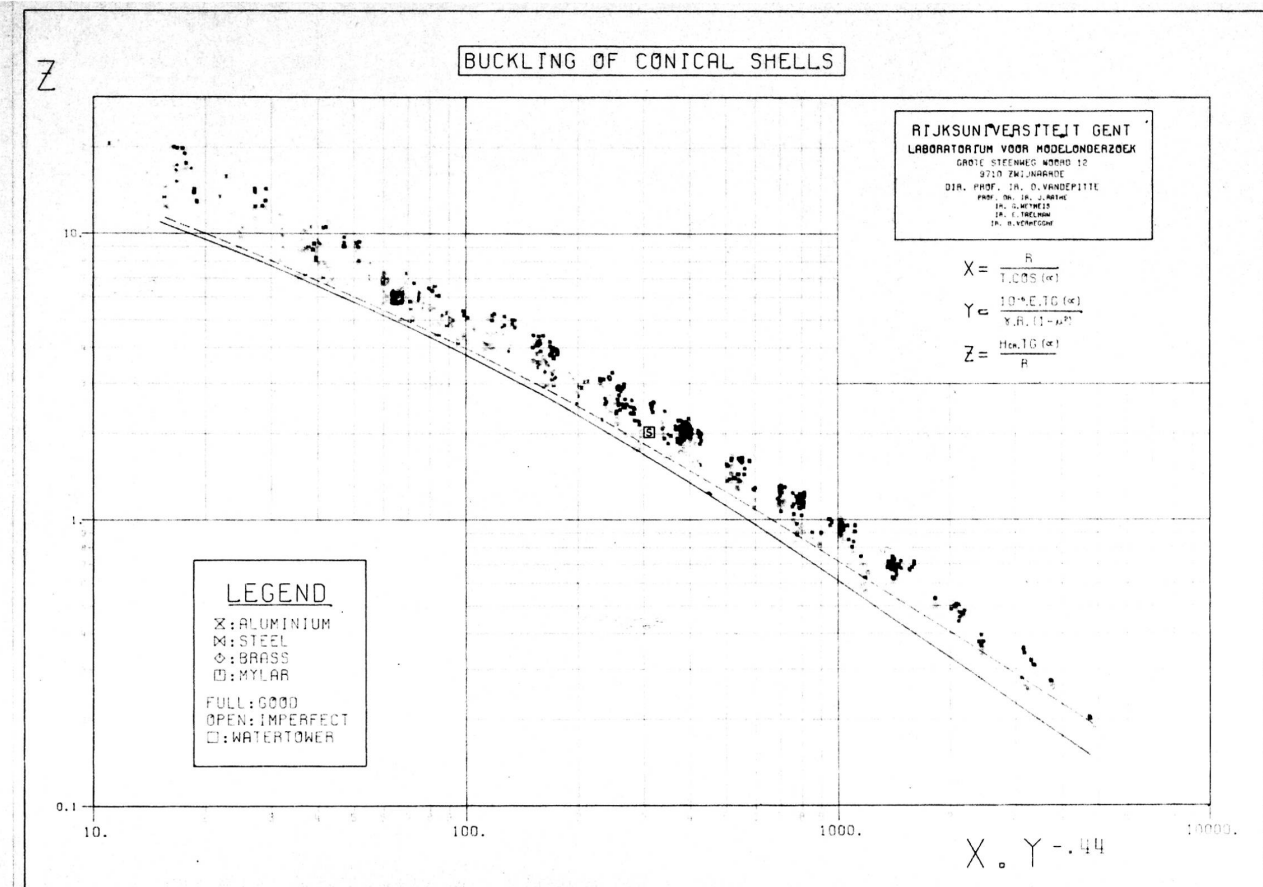
only in the combination $\frac{h_{cr} \operatorname{tg} \alpha}{r}$. We conclude that for really perfect cones some relationship should exist between the 3 dimensionless parameters

$$\xi = \frac{r}{t \cos \alpha}, \quad \eta = 10^{-6} \frac{E t \operatorname{tg} \alpha}{(1-\nu^2)\gamma r}, \quad \zeta = \frac{h_{cr} \operatorname{tg} \alpha}{r} \quad (5)$$

We computed ξ , η and ζ for the some 700 model cones tested and first plotted the logarithms of the results in a three-dimensional coordinate system. We found that all the representative points nearly lie in the plane defined by the equation

$$\log \zeta = 0,75 \log \xi - 0,33 \log \eta + \text{constant} \quad (6)$$

Then we projected the points on the plane containing the $\log \zeta$ -axis and perpendicular on the plane defined by (6). This resulted in the two-dimensional representation of ζ versus $\xi \cdot \eta^{-0,44}$



shown in figure 2. This figure illustrates the relatively small scatter of the test data, small, that is, for buckling tests on shells. Note should be taken, however, of the fact that, owing to the representation of the ordinates to a logarithmic scale, the scatter is wider than one might infer from a glance at the diagram.

The lower bounds for the "good" and the "imperfect" shells are also drawn in the diagram. These curves are of practical interest for calculating the critical liquid level for actual conical shells that are loaded hydrostatically. Since all our models collapsed at membrane stresses which, roughly speaking, did not exceed half of the yield stress of the model material, there is no evidence that the results are valid in the elasto-plastic region. No safety margin is incorporated into the lower bound curves.

When only the lower part of a reservoir is conical, then it may be surmised that the critical liquid level is reached when the meridional membrane stress at the bottom becomes equal to the critical stress calculated by means of equation (1) from the critical liquid level given in figure 2 for a complete conical shell with the same characteristics.

The letter *S* in the diagram represents a collapsed full scale water tower.

CONCLUSION

The report deals with tests on 740 conical shells loaded with water. It was possible to draw lower bound curves for "good" and "imperfect" cones giving the critical height of the liquid, which causes the shell to buckle, as a function of shell geometry, material properties and specific weight of the liquid. Practical use of the lower bound curves by designers is straightforward. Buckling in the elasto-plastic region is not covered by the test results.

ACKNOWLEDGEMENTS

Our research program was supported by the Insituut tot Aanmoediging van het Wetenschappelijk Onderzoek in Nijverheid en Landbouw (I.W.O.N.L.), by the Ateliers de Construction de Jambes-Namur, by Nobels-Peelman N.V., by the Centrum voor het Wetenschappelijk en Technisch Onderzoek der Metaalverwerkende Nijverheid (C.R.I.F.), by the Bureau Seco and by the State University at Gent. The N.V. Sidmar donated the plate steel for the test models. We are grateful to Prof. Dr. H. Steyaert for his help with the statistical evaluation of the numerical data.

REFERENCES

- [1] D. VANDEPITTE - Model investigation of the collapse of a steel water tower - Preliminary Report of the Second International Colloquium on Stability of Steel Structures, Liège, April 1977, p. 599 - 607.
- [2] R. BALTUS and CH. MASSONNET - Use of computer programs BOSOR 4 and 5 in the stability analysis of two civil

engineering steel shell structures - Preliminary Report of the Second International Colloquium on Stability of Steel Structures, Liège, April 1977, p. 609 - 618.

- [3] D. VANDEPITTE, J. RATHÉ and G. WEYMEIS - Experimentelle Beullasten von Kegelschalen unter hydrostatischer Belastung - Schalenbeultagung Darmstadt, Juni 1979 - Vorträge und Diskussionsbeiträge, herausgegeben von M. Esslinger, S. 151-161.

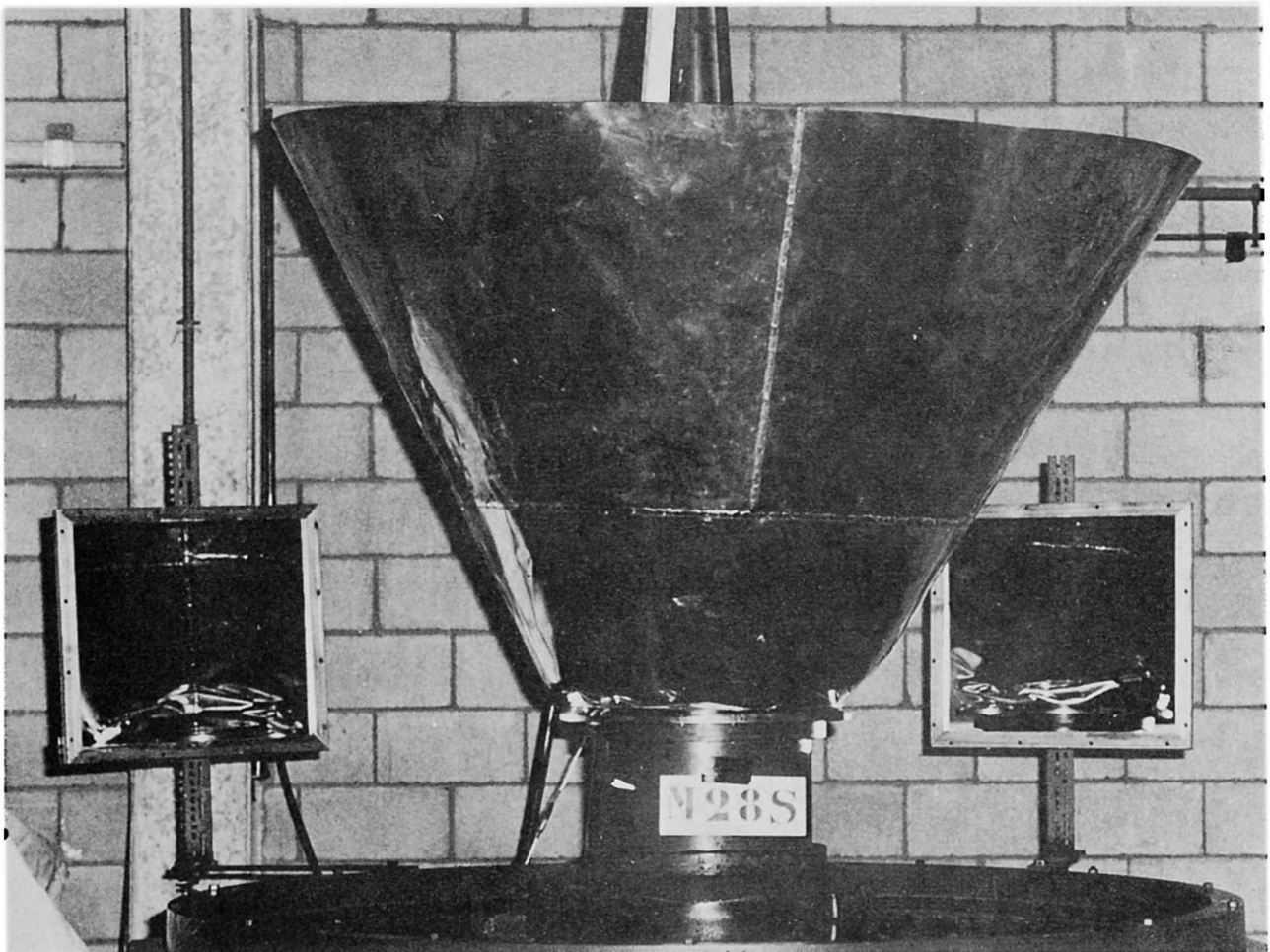


Fig. 3 - Photograph taken during the buckling failure of a brass model - The buckles at the back of the model are visible in the mirrors.



IX

Comportement en service des platelages de viaducs métalliques démontables

Das Verhalten im Betrieb von orthotropen Platten

The Behaviour of Orthotropic Slab Floorings

PIERRE MEHUE

Ingénieur Divisionnaire TPE

Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes (S.E.T.R.A.)

Bagneux, France

RESUME

Entre 1970 et 1976 ont été construits en France une centaine de viaducs métalliques démontables pour passages surélevés provisoires, comportant des platelages en dalles orthotropes. L'étude du comportement en service de ces ouvrages a permis de constater l'apparition, au bout de quelques années d'exploitation, de dommages affectant d'une part certains assemblages nervures — pièces de pont, et d'autre part la tôle de roulement, vraisemblablement dus à des phénomènes de fatigue, et dont il semble possible de tirer quelques enseignements concernant la conception des platelages.

ZUSAMMENFASSUNG

Zwischen 1970 und 1976 wurden in Frankreich als provisorische Überführungen etwa hundert demontierbare Stahlbrücken mit orthotropen Fahrbahnplatten gebaut. Die nach einigen Jahren durchgeführte Untersuchung über das Verhalten dieser Brücken hat Schäden aufgedeckt. Diese wahrscheinlich durch Ermüdung verursachten Schäden betreffen einerseits gewisse Verbindungen zwischen Stegen und Querrippen und andererseits die Fahrbahnplatte. Daraus ist es möglich, einige Lehren für die Ausbildung der orthotropen Platten zu ziehen.

SUMMARY

About a hundred movable steel viaducts for provisional high-level crossings, with orthotropic slab floorings, were built in France from 1970 to 1976. By studying the behaviour of these structures it has been ascertained that, after several years, damages appeared affecting on one hand certain ribbed assemblies (transverse members), and, on the other, the flooring; they are probably due to fatigue phenomena, and lessons about flooring design may be drawn from these data.



1. INTRODUCTION

Les problèmes de circulation posés par l'augmentation du trafic automobile au cours des années 60 ont conduit à prévoir, dans de nombreux carrefours urbains dont l'aménagement ne pouvait être réalisé à brève échéance en raison de son importance ou de son coût, la construction de passages surélevés provisoires apportant immédiatement, eu égard à leur rapidité de mise en place, une solution temporaire aux difficultés éprouvées par les usagers. C'est ainsi qu'ont été mis en œuvre, de 1970 à 1976, près d'une centaine de viaducs métalliques démontables, représentant une surface totale de 105 000 m² environ pour l'ensemble du territoire métropolitain.

A partir de 1977 ont été constatées, dans les platelages des tabliers de plusieurs ouvrages, de nombreuses dégradations présentant un certain caractère répétitif.

2. DESCRIPTION SOMMAIRE DES TABLIERS

La plupart des ouvrages de ce type sont constitués par des éléments de tablier indépendants de 3,50 m de largeur utile, 1 m de hauteur, dont la longueur varie de 6 m à 30 m et qui sont assemblés longitudinalement en fonction des conditions de franchissement, et transversalement si l'on désire obtenir une chaussée à deux voies de 7 m de largeur utile.

Chaque élément de tablier est composé de deux poutres sous chaussée écartées de près de 3 m et reliées en tête par une tôle de roulement de 10 mm d'épaisseur reposant sur quatre nervures longitudinales espacées de 0,63 m et sur des pièces de pont transversales espacées de 3 m. Le revêtement de chaussée de type mince est constitué suivant les cas par un mortier ou un enduit à base de résines époxydiques et de brai de houille, d'épaisseur variant entre 7 mm et 12 mm (figure 1).

Tous les éléments étant de type standard et fabriqués de façon industrielle, la série de référence comporte également des éléments de tablier courbes de manière à pouvoir s'adapter à n'importe quel tracé routier.

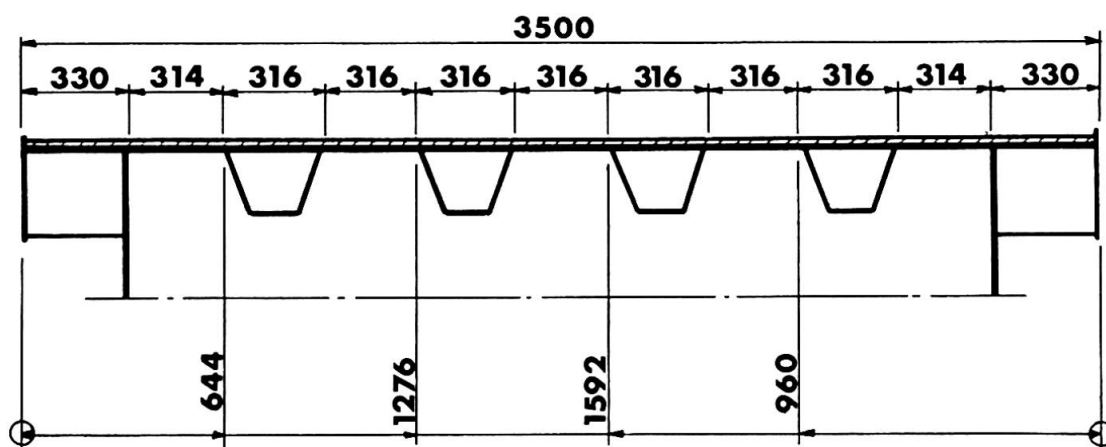


Figure 1 - Coupe transversale du platelage

3. DEGRADATIONS CONSTATEES

Les visites effectuées sur de nombreux ouvrages ont permis de découvrir l'existence de fissures affectant d'une part la tôle de platelage et d'autre part les assemblages des nervures sur les âmes de certaines pièces de pont des éléments de tablier courbes, toutes dues à des phénomènes de fatigue.

3.1. - Fissuration de la tôle de platelage

Il s'agit essentiellement de fissures longitudinales qui se situent :

- pour les viaducs à voie unique, à 0,97 m des bords extérieurs de chaussée, ou 0,97 m et 0,65 m suivant qu'il s'agit d'éléments de tablier rectilignes ou d'éléments courbes
- pour les viaducs à deux voies, à 0,97 m et 1,29 m du bord extérieur de chaussée et 0,65 m de l'axe de l'ouvrage, ou 0,97 m, 1,29 m et 1,60 m du bord extérieur de chaussée et 0,64 m de l'axe de l'ouvrage, selon qu'il s'agit d'éléments rectilignes ou d'éléments courbes, et d'ouvrages bidirectionnels ou unidirectionnels

c'est-à-dire sensiblement à l'aplomb des lignes d'appui de la tôle de platelage sur les nervures, et uniquement dans les zones de passage des roues comme l'atteste le décalage des fissures vers la gauche dans les viaducs unidirectionnels à deux voies.

Les fissures, qui sont de longueurs très diverses allant de la dizaine de centimètres au mètre passé, sont plus ou moins ouvertes, l'écartement de leurs lèvres variant de quelques dixièmes de millimètres à deux ou trois millimètres (figure 2), vraisemblablement suivant leur âge qu'il est évidemment difficile d'apprécier. A ce sujet, il est cependant possible de noter que si, sur la soixantaine de fissures répertoriées à ce jour, la plupart ont été découvertes cinq à six ans après la mise en service de l'ouvrage, ce délai s'est dans certains cas révélé inférieur à trois ans.

D'après les autres renseignements recueillis, les fissures :

- 1- ont été observées aussi bien sur les éléments de tablier de grande longueur (24 m et 30 m) que sur les éléments courts (12 m et 6 m) dont les tôles de platelage sont respectivement en acier A 52 S χ ou E 36-4 et A 42 S 31 ou E 26-3,
- 2- débouchent généralement derrière le cordon de soudure, ce qui les rend indécélables de l'extérieur d'une part et favorise d'autre part l'infiltration des eaux à l'intérieur des nervures (figure 3).

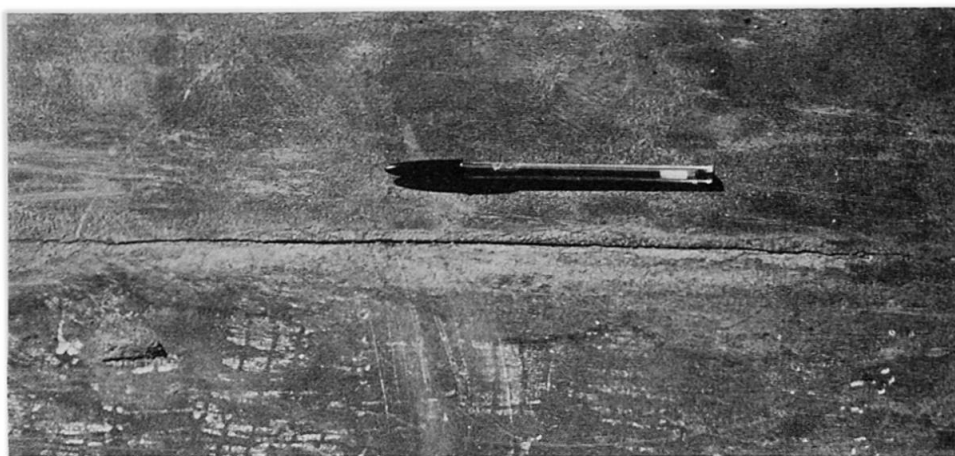
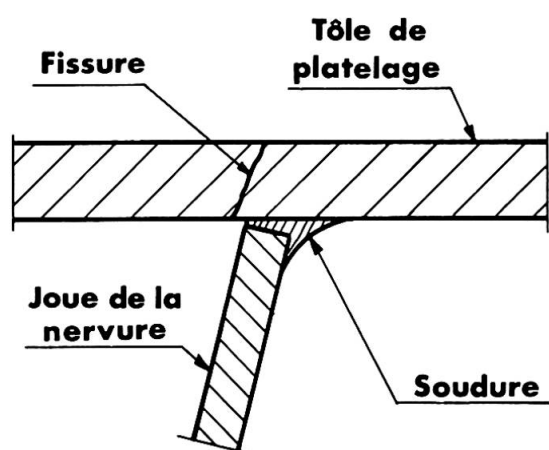
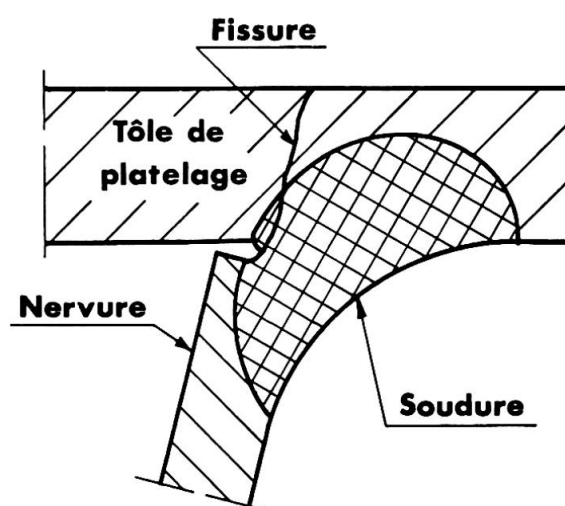


Figure 2 - Fissure longitudinale de tôle de platelage

Une étude effectuée par l'Institut de Soudure en liaison avec le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées sur échantillon de platelage prélevé sur un ouvrage a montré qu'il s'agit de phénomènes de fatigue dont l'initiation, due à un défaut local d'assemblage provenant soit d'une soudure médiocre soit d'une irrégularité de forme des pièces en contact, se ferait à partir d'un effet d'entaille à la racine du cordon de soudure (figure 4).



**Figure 3
Tracé des fissures**



**Figure 4
Détail des fissures**



3 2 - Fissures dans les assemblages nervures - pièces de pont

La mise en œuvre de nervures courbes étant d'une réalisation délicate, le problème a été résolu dans certains éléments de tablier courbes en utilisant des nervures droites suivant un tracé polygonal avec changement de direction au droit des pièces de pont ; ce qui oblige évidemment à souder les nervures de part et d'autre de l'âme de ces dernières (figure 5).

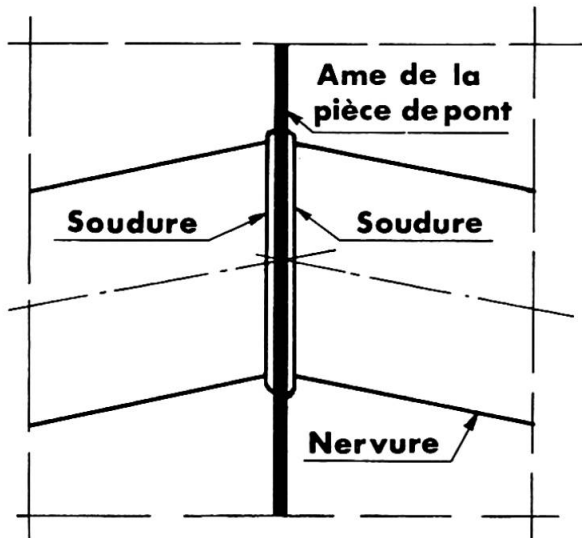


Figure 5
Assemblage biais

C'est sur des assemblages de ce type, où la continuité des nervures n'est pas véritablement assurée, qu'ont été constatées les dégradations qui comportent en général (figure 6) :

- une fissure 1 dans le cordon d'assemblage de la nervure sur l'âme de la pièce de pont, qui part du bas de l'arrondi de pliage et remonte le long de la joue jusqu'à la tôle de platelage ; avec dans bien des cas une prolongation en virgule dans le métal de base, à la partie inférieure de la nervure, sur une longueur pouvant atteindre 60 mm.
- une fissure transversale 2 dans le cordon d'assemblage de l'âme de la pièce de pont sur la tôle de platelage, de 20 à 70 mm de longueur suivant les cas
- une fissure longitudinale 3 dans le cordon d'assemblage de la nervure sur la tôle de platelage, de 30 à 200 mm selon les ouvrages

avec des ouvertures très variables mais dépassant assez fréquemment 1 mm (figure 7).

Ces fissures se trouvent aussi bien sur les éléments de tablier les plus longs (18 m) que les plus courts (12 m), que le cercle de référence ait un rayon assez grand (300 m) ou assez faible (100 m). Les nervures concernées sont presque exclusivement les deux nervures situées du côté extérieur de la courbe, les fissures intéressant le plus souvent la joue intérieure de la nervure de rive et la joue extérieure de la nervure centrale extérieure ; avec quelques cas où les deux joues d'une même nervure sont atteintes.

Enfin il semblerait que les fissures prennent naissance dans les cordons de soudure d'attache des joues des nervures

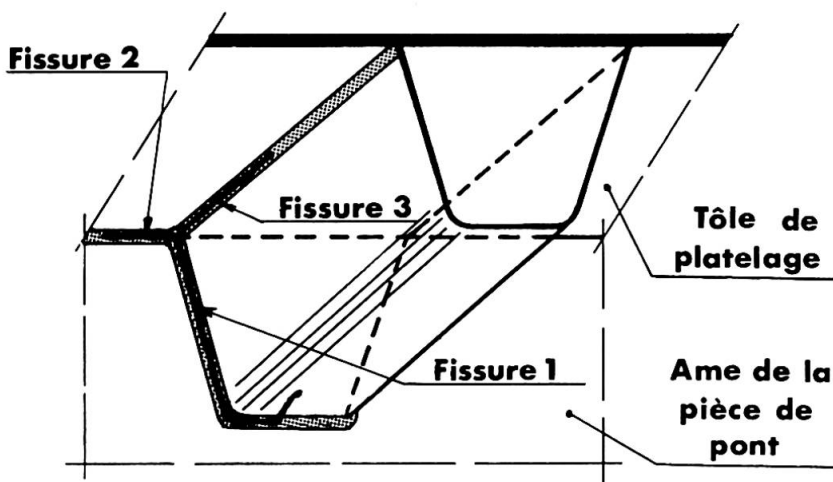


Figure 6
Fissure dans les cordons de soudure

sur les âmes des pièces de pont, ce qui, dans l'état actuel des investigations, incline à penser qu'il s'agit là aussi de la manifestation d'un phénomène de fatigue dû aux efforts importants qui doivent être repris par ces attaches assurant seules la continuité des nervures.

4. ORIGINES DES DEGRADATIONS

Suite aux précédentes constatations il paraît nécessaire de remarquer que les viaducs métalliques démontables :

- 1- sont des ouvrages de facture légère, conçus dans l'optique d'une mise en place rapide et d'un démontage facile, ce qui explique le choix d'une épaisseur de 10 mm pour la tôle de platelage

- 2- supportent souvent une circulation très importante (15 000 à 25 000 véhicules par jour) avec une forte proportion (10 à 20 %) de véhicules lourds, ce qui fait que le nombre de sollicitations peut dépasser le million de cycles au bout d'une période de deux ou trois ans
 - 3- connaissent un trafic extrêmement canalisé, ce qui fait que ce sont toujours les mêmes éléments du platelage qui sont concernés par le passage des roues
- ce qui les différencie notablement des autres ouvrages métalliques.

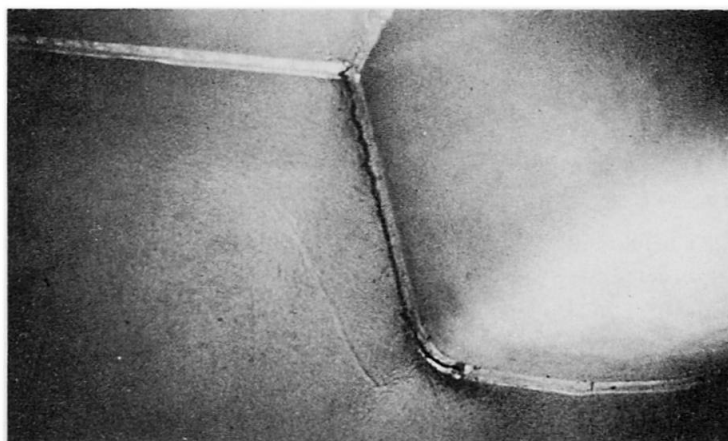


Figure 7_ Fissures d'assemblage

Par ailleurs, compte tenu de la minceur du revêtement de chaussée d'une part, qui ne permet pratiquement aucune répartition des charges, et d'autre part de l'épaisseur de la tôle de platelage, le niveau des contraintes de flexion transversale atteint dans cette dernière constitue en fait la variation de contrainte à considérer pour l'appréciation des phénomènes de fatigue.

Enfin, en ce qui concerne la qualité des assemblages, il faut observer que les chants des plats constituant les nervures ne comportent aucune préparation, et que si l'accostage avec la tôle de platelage ou l'âme des pièces de pont n'est pas satisfaisant par suite d'un manque de planéité ou de rectitude trop prononcé des pièces en contact, il est possible qu'il y ait lors du soudage un défaut de pénétration susceptible de provoquer un effet d'entaille.

5. DETECTION ET REPARATION

Si les fissures d'assemblage nervure - pièce de pont sont aisément décelables, il n'en va pas de même des fissures de la tôle de platelage, d'une part située sous le revêtement et d'autre part débouchant à l'intérieur des nervures. Leur existence peut toutefois être révélée par la présence d'eau à l'intérieur de ces dernières, facilement détectable à l'aide de la sonde neutronique de mesure de hauteur d'eau mise au point par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et le Laboratoire Régional d'ANGERS, mais il reste évidemment ensuite à les localiser le long des cordons.

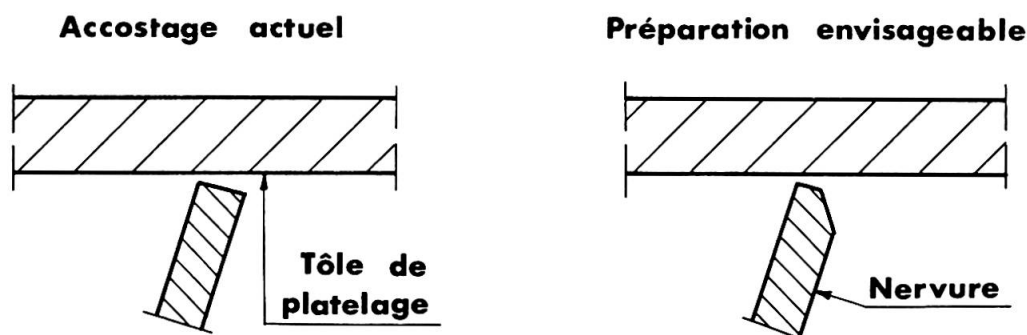


Figure 8_ Amélioration des conditions de soudage



En ce qui concerne la réparation des différentes fissures, elle peut être effectuée soit par élimination des cordons défectueux et mise en œuvre de nouveaux cordons, soit par remplacement de la partie de plâlage affectée, suivant des processus soigneusement mis au point. Les deux méthodes ont été utilisées mais on manque encore de recul pour juger de leur efficacité.

6. CONCLUSION

Dans l'état actuel des choses, il paraît possible de tirer de ces incidents quelques enseignements relatifs à la conception des dalles orthotropes touchant notamment à :

- 1- l'interdiction formelle d'utiliser des tôles de plâlage d'épaisseur inférieure à 12 mm même si, comme cela est fréquemment avancé pour les ouvrages de faible portée, elles sont surabondantes vis-à-vis de la flexion générale
- 2- la nécessité de prévoir une préparation des bords des nervures par chanfreinage partiel des chants, garantissant un meilleur contact avec la tôle de plâlage et une soudure mieux pénétrée (figure 8)
- 3- l'obligation de prévoir des nervures continues traversant effectivement les âmes des pièces de pont au moyen de découpages spéciaux et comportant de ce fait des coupures d'attache moins importantes.

IX

Ein Unfallschaden am Bahnhof Hammerstein der Wuppertaler Schwebbahn

Damage at Wuppertal's Schwebbahn Station Hammerstein

Accident à la station Hammerstein du train suspendu de Wuppertal

ROLF BEYER

Dipl.-Ing.
Beyer-Hartmann-Ingenieursozietät
Erkrath, BRD

KLAUS ECKERMANN

Ing. (grad.)
Wuppertaler Stadtwerke AG
Wuppertal, BRD

BERND HARTMANN

Prof. Dr.-Ing.
FH Bochum
Bochum, BRD

ZUSAMMENFASSUNG

An einer Station der Wuppertaler Schwebbahn sind zwei Hauptträger der Bahnsteigplattform in der zweiten Ebene durch einen darunter herfahrenden LKW mit Containerladung stark beschädigt worden. Man stand vor der Entscheidung, die Träger auszuwechseln, zu verstärken oder im deformierten Zustand zu belassen. Eine auf Grundlage der Finiten-Element-Methode durchgeführte Untersuchung ergab eine noch ausreichende Tragsicherheit dieser beiden deformierten Hauptträger.

SUMMARY

Two main girders of the second-plain-platform at Hammerstein station of Wuppertal's suspended train were seriously damaged by a container truck passing below. The decision had to be made whether to replace the girders, to stiffen them or to leave them in the damaged state. A highly non-linear Finite-Element-Analysis proved the remaining carrying capacity of the deformed girders to be still enough to guarantee the safety of the station.

RESUME

En passant au-dessous d'une des stations du train suspendu de Wuppertal, un camion chargé d'un container a considérablement endommagé deux poutres principales du quai qui se trouve au-dessus de la rue. Fallait-il remplacer les poutres, les réparer ou les laisser dans leur état déformé. L'analyse par la méthode des éléments finis a montré que le coefficient de sécurité des deux poutres principales déformées était encore suffisant.

1. EINLEITUNG UND VORGESCHICHTE

An der Haltestelle Hammerstein der Wuppertaler Schwebbahn (siehe Abb. 1) sind zwei Hauptträger der Bahnsteigplattformen durch einen unter der Haltestelle herfahrenden LKW mit Containerladung touchiert und dabei stark deformiert worden. Die Träger dienen als Haupttragkonstruktion für die beiden Bahnsteige und als Stützkonstruktion für die zwischen den beiden Bahnsteigen liegende Gitterrostabdeckung.

Um einen Überblick über die verbleibende Tragfähigkeit der deformierten Stahlträger zu gewinnen, wurde es notwendig, die Hauptträger statisch zu untersuchen und wenn nötig, einen Vorschlag für die Sanierung zu machen. Das Ausmaß der Beschädigung an einem der Hauptträger ist in Abb. 2 zu sehen.

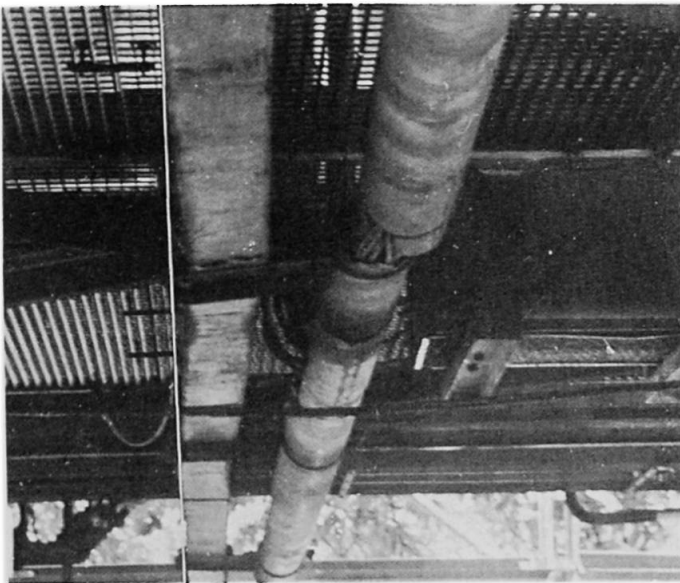


Abb. 2 Deformierter Hauptträger

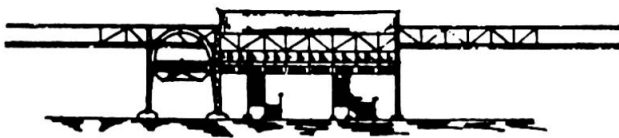


Abb. 3
Haltestelle Hammersteiner Weg um 1900

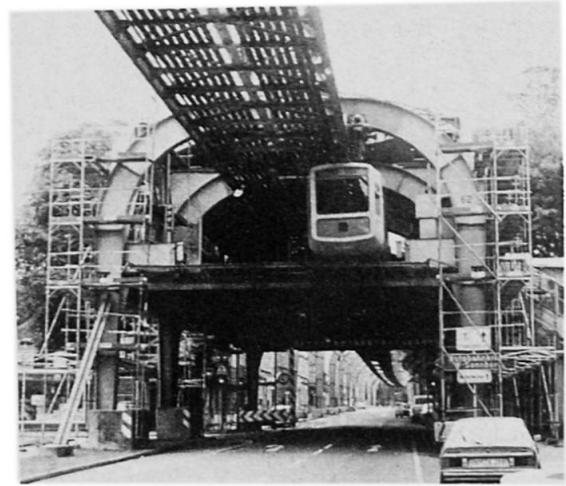


Abb. 1
Schwebbahnstation Hammerstein

Bei der Wuppertaler Schwebbahn handelt es sich um eine Stahlträgergerüstkonstruktion als elektrische Einschienenhängebahn in der zweiten Ebene. Sie wurde in den Jahren 1898 bis 1903 erbaut und ist noch heute voll in Betrieb.

Eine Ansicht der um die Jahrhundertwende erbauten Stahlkonstruktion der Haltestelle Hammerstein zeigt Abb. 3.

Da das Stahlträgergerüst ca. 75 Jahre alt ist und insgesamt unter Denkmalschutz steht, war es oberstes Gebot, die bestehende Bausubstanz möglichst unverändert zu erhalten. Um dies zu realisieren wurde vorgeschlagen, die beschädigten Hauptträger im deformierten Zustand örtlich aufzumessen, geometrisch nichtlinear zu berechnen und entsprechende Spannungsnachweise zu führen.

Die dazu erforderliche Vermessung der Stahlträger wurde in den Abendstunden zu verkehrsarmer Zeit unter Schwebbahnverkehr durchgeführt. Das Aufmaß des am stärksten deformierten Trägers ist in Abb. 4 wiedergegeben.

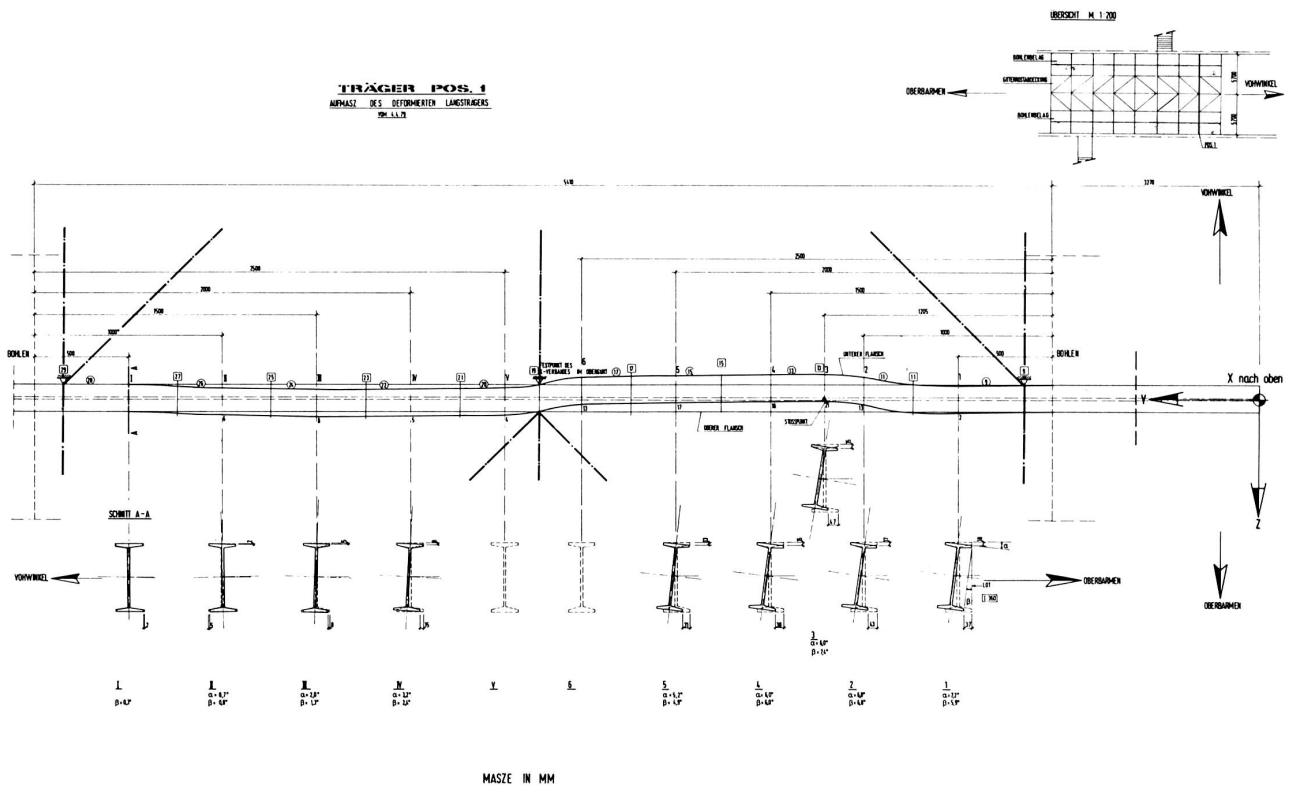


Abb. 4 Aufmaß des am stärksten deformierten Hauptträgers



2. DEFORMIERTE HAUPTTRÄGER – SYSTEMIDEALISIERUNG, BELASTUNG, BERECHNUNG

Die Stahlträger wurden als räumlich belastete, vorverformte Einfeldträger idealisiert und untersucht. Die statische Berechnung erfolgte nach der Methode der finiten Elemente. Als Stabelement wurde ein sogenanntes Relativelement gewählt, dessen Herleitung und Anwendung in /1/ ausführlich beschrieben ist. Mit diesem Element, für das das Hooke'sche Gesetz unbeschränkt gültig ist, lassen sich räumliche Stabwerke nach Theorie 3. Ordnung berechnen. Die Belastung, die Systemdaten, die Einteilung in finite Elemente und die daraus resultierende Knoten- und Elementnumerierung sind in Abb. 5 dargestellt

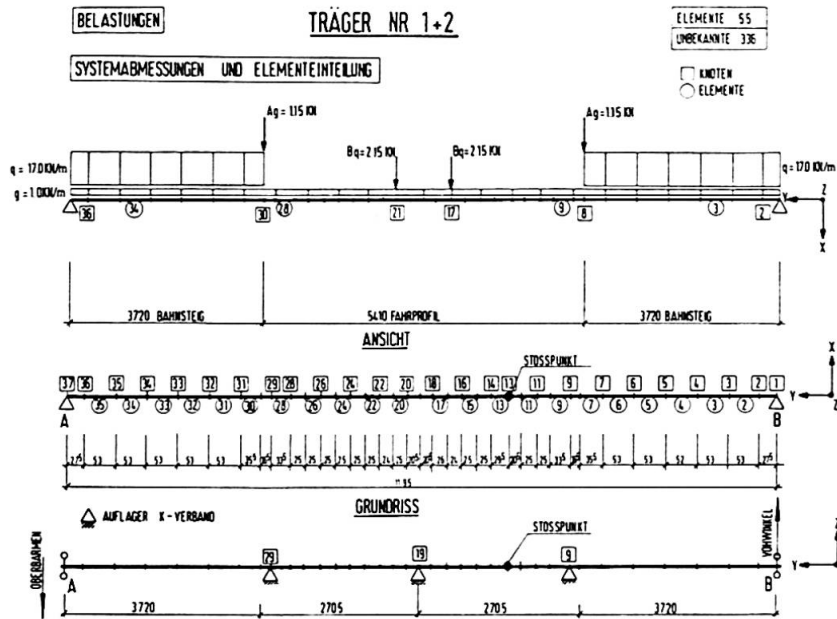


Abb. 5 Deformierter Hauptträger – System, Belastung, Elementeinteilung

Die beschädigten Träger werden im deformierten Zustand, d.h. mit den aufgemessenen Verschiebungen und Verdrehungen, wie in Abb. 4 zu sehen, für die numerische Berechnung aufbereitet. Da die Verkehrslast auf den Bahnsteigbelag und auf die Gitterroste wirkt, muß, um den Angriffspunkt der Verkehrslast richtig zu simulieren, diese Belastung über fiktive Stabelemente auf die deformierte Stabachse geleitet werden. Das Trägereigengewicht wirkt in der Stabachse. Die idealisierte Lasteinleitung zeigt Abb. 6.

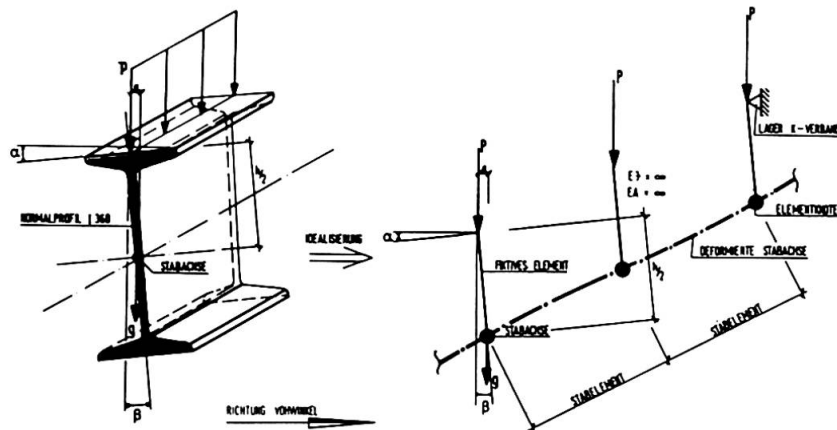


Abb. 6 Idealisierung der Lasteinleitung

Für die numerische Simulation wird der aussteifende K-Verband in Bahnsteigebene durch unverschiebliche Lagerung in z-Richtung am Trägerobergurt in den Knoten 9, 19 und 29, siehe Abb. 4 und 5, realisiert. Diese Annahme ist berechtigt, da beim örtlichen Aufmaß festgestellt wurde, daß an diesen Stellen keine Verschiebung oder Verdrehung des Querschnitts stattfand.

Die elektronische Berechnung erfolgte mit dem Programmsystem "MESY", das die Verschiebungsmethode benutzt und deren Grundlagen in /2/ ausführlich beschrieben sind. Die Schnitt- und Verformungsgrößen der Hauptträger wurden für zwei Lastfälle berechnet:

1. Gebrauchslastfall - 1,0-fache Belastung
2. Grenzlasterlastfall - 1,7-fache Belastung.

Unter 1,7-facher Belastung, die als elastische Grenzlasterlast anzusehen ist, sollte möglichst noch keine Plastifizierung im Träger auftreten. Um einen Vergleich zu haben, wurden die Hauptträger auch unverformt der gleichen Belastung unterworfen. In Abb. 7 sind die Verformungen, die Biege- und Torsionsmomente für den am stärksten deformierten Träger unter 1,7-facher Belastung dargestellt.

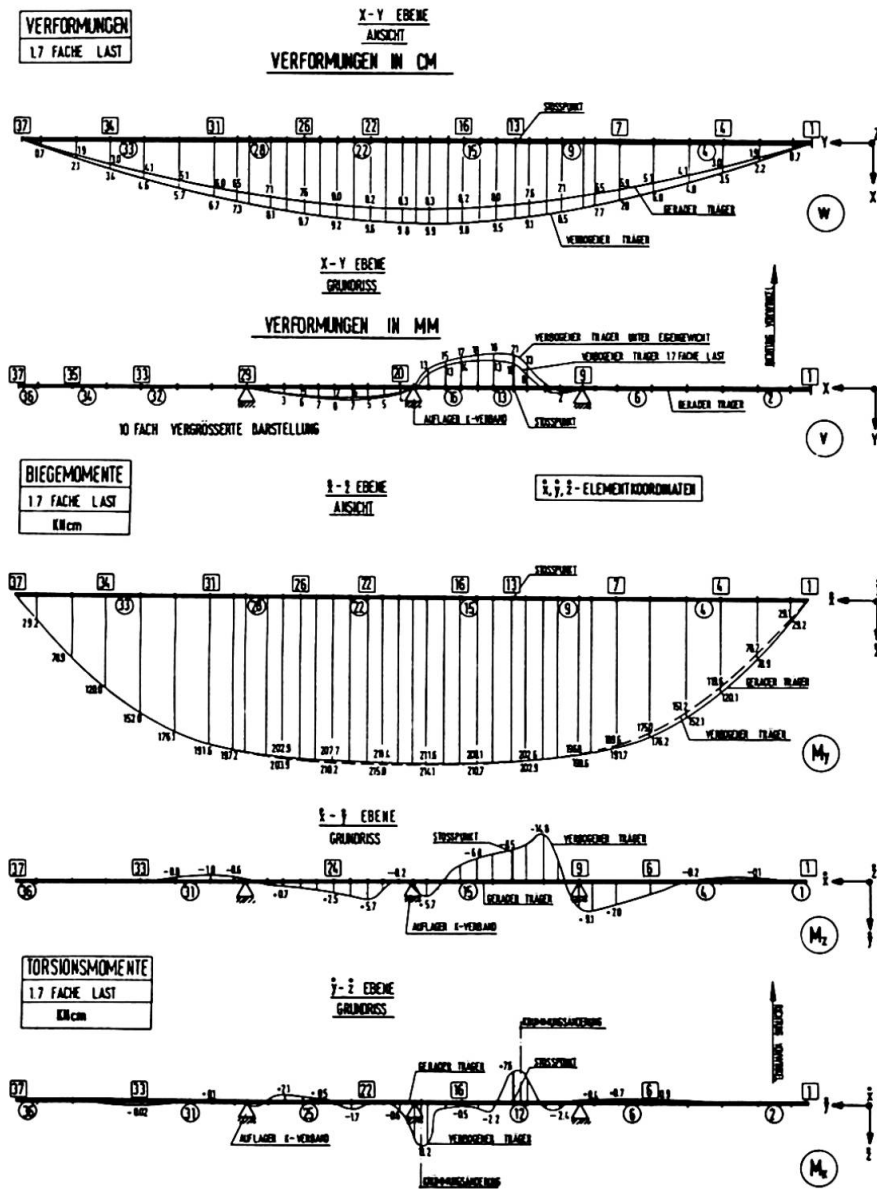


Abb. 7 Verformungen und Schnittgrößen eines deformierten Hauptträgers



3. INTERPRETATION DER ERGEBNISSE

Durch die teilweise starke Deformation der Hauptträger, die sich hauptsächlich durch eine Verdrehung um die Stabachse bemerkbar macht, siehe Abb. 4, entstehen Torsionsmomente M_x . Außer den Torsionsmomenten ergeben sich zusätzliche Biegemomente M_z um die schwache Profilachse. Gründe hierfür sind die räumliche Verkrümmung der Stabachse und die außermittige Lasteinleitung am oberen Profilflansch. In Abb. 4 und 7 ist zu erkennen, daß die Torsionsmomente in den Bereichen starker Trägerkrümmungen die größten Werte annehmen. Dies könnte zu Teilplastifizierungen im Querschnitt führen. Würde dies so eintreten, wird sich die Stabachse des Hauptträgers wegen des im Zugbereich liegenden verbogenen Flansches wieder in die Ausgangslage zurückziehen. Dieser Sachverhalt ist aus den Verformungen \textcircled{v} der Abb. 7 zu erkennen und hat zur Folge, daß sich die Spannungen in den kritischen Trägerbereichen reduzieren. Trotzdem treten unter 1,7-facher Belastung an einigen Stellen Spannungen oberhalb der aus Versuchen ermittelten Fließgrenze auf. In /3/ sind sie im maßgebenden Trägerquerschnitt graphisch als teilplastische Bereiche dargestellt. Resümierend ist festzustellen, daß die Tragsicherheit der beiden Hauptträger nicht gefährdet ist.

4. SCHLUSSBEMERKUNGEN

Für die weitere Verwendung der deformierten Hauptträger sprechen folgende Überlegungen:

1. Eine volle Plastifizierung des Trägerquerschnitts (Fließgelenk) im kritischen Bereich ist selbst unter 1,7-facher Belastung nicht zu erwarten.
2. Treten wider Erwarten trotzdem größere Querschnittsplastifizierungen ein, so wirkt sich die hieraus resultierende Verformung der Stabachse günstig auf die Spannungsverteilung aus. Da der Obergurt der Hauptträger durch den K-Verband und den Bohlenbelag horizontal unverschieblich gehalten wird, wird der Untergurt durch die Zugbeanspruchung wieder in seine Ursprungslage zurückgedrängt.
3. Auch ein nicht zu erwartender Ausfall eines der deformierten Hauptträger kann die Standsicherheit der Bahnhofsplattform nicht gefährden. Die angrenzenden unverformten Hauptträger haben nämlich selbst unter 1,7-facher Belastung noch genügend Tragreserven. Für eine in diesem Falle notwendige Lastumlagerung sorgen die K-Verbände, der Holzbohlenbelag und die Gitterroste.
4. Der verhältnismäßig hohe Verkehrslastanteil von 80 % läßt die Antwort offen, ob die Hauptträger in ihrer Belastungsgeschichte jemals so hoch beansprucht werden.

Die "Sanierung" des Unfallschadens am Bahnhof Hammerstein ist ein gutes Beispiel dafür, wie mit Hilfe einer modernen Rechenuntersuchung historische Bausubstanz erhalten werden kann. Erst die realistische Simulation des deformierten Stabwerkes konnte die verbleibenden Tragreserven aufdecken.

LITERATUR

- /1/ HARTMANN, B.: Traglasten von Stabwerken. Beitrag in "Finite Elemente in der Baupraxis", Verlag von Wilhelm Ernst und Sohn, Berlin 1978, S. 256 ff.
- /2/ HARTMANN, B., SCHRADER, K.-H. und WINKEL, G.: MESY, ein Programmsystem zur Untersuchung von Tragwerken. Konstruktiver Ingenieurbau, Berichte, Heft 22, Vulkan-Verlag, Essen 1975.
- /3/ HARTMANN, B., BEYER, R.: Gutachterliche Stellungnahme über die Tragfähigkeit der beschädigten Längsträger im S-Bahnhof Hammerstein der Wuppertaler Schwebebahn, Erkrath 1979.

IX**Reconstruction of a Railway Station in Budapest**

Reconstruction de la gare de l'Ouest à Budapest

Rekonstruktion des Budapester Westbahnhofs

TIBOR SIGRAI

Dr., Managing Direktor

UVATERV

Budapest, Hungary

SUMMARY

The track-hall of the Nyugati Western Railway Station of Budapest, built 1875–1877, is a steel structure with a span of 42 m, and a length of 153 m consisting of Polonceau trussing. The hall was to be reconstructed because of the damages caused by corrosion. The reconstruction was carried out during 1978–79, by taking into consideration the aspects of the protection of historical buildings. The less damaged but valuable structural parts were preserved and the newly manufactured parts were fitted to them.

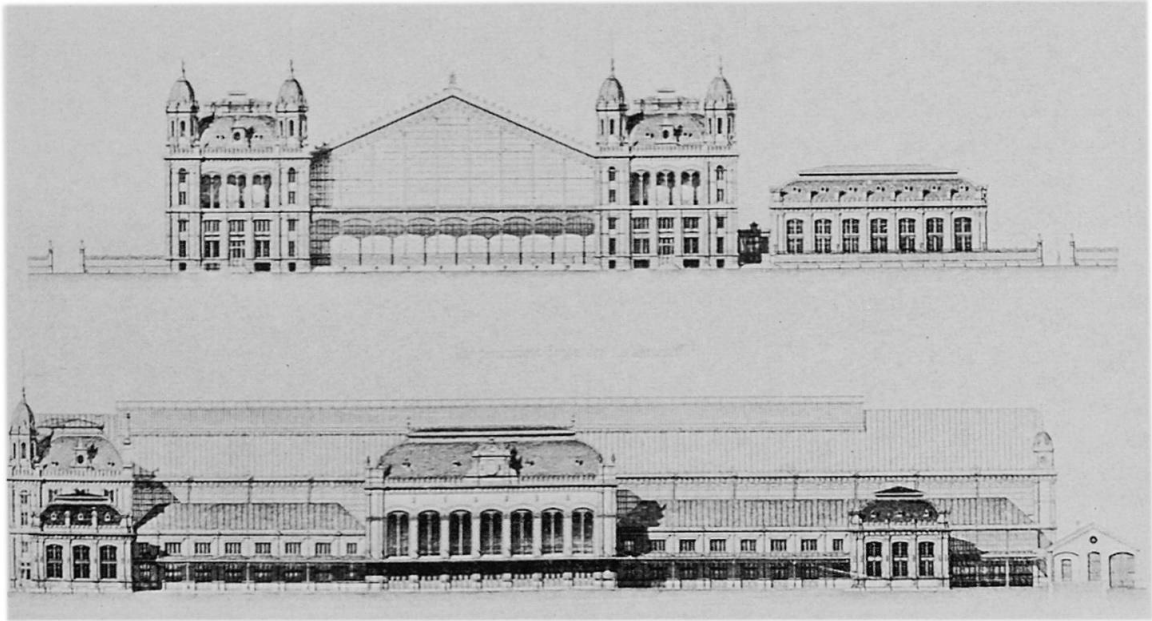
RESUME

La halle de la gare de l'Ouest à Budapest bâtie en 1875–77, est une construction métallique en cloisonnage Polonceau. A cause des dommages dus à la corrosion, elle devait être reconstruite. La reconstruction s'est effectuée en 1978–79 en tenant de la protection des monuments historiques. Les parties peu endommagées mais précieuses ont été maintenues et intégrées aux parties reconstruites.

ZUSAMMENFASSUNG

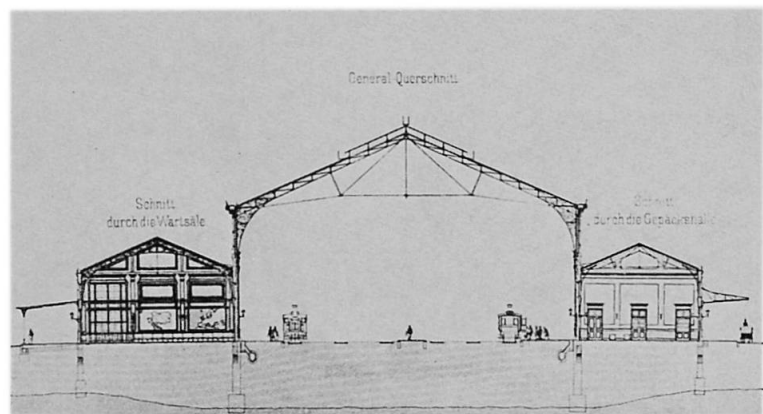
Die Gleishalle des Budapester Westbahnhofs, eine Stahlkonstruktion mit „Polonceau“ Bindern, deren Spannweite 42 m und Länge 153 m beträgt, wurde 1875–1877 gebaut. Die Halle musste wegen Korrosionsschäden umgebaut werden. Die Rekonstruktion wurde nach Gesichtspunkten des Denkmalschutzes ausgeführt. Die weniger beschädigten wertvollen Teile der Konstruktion blieben erhalten und wurden mit den neuen Teilen zusammengebaut.

The design of the Nyugati (Western) Railway Station was completed in 1873 under the direction of August W. de Serres, then the director of the Railway Company. The construction began in the Spring of 1875, the main contractor was the Eiffel and Co. Engineers that designed, manufactured, and erected the steel structure of the three-bayed big track-hall. Details of the steel structure were designed by Theophil Seyry, then one of the partners of the Eiffel firm.



1. Original plan, elevations

The Nyugati Railway Station was opened in October 1877. The design of the station went parallel with the building of the Great Boulevard in Budapest, thus the railway station became important part of the general townscape, too. The train receiving track-hall was the largest hall of such kind in the Austro-Hungarian Monarchy.



2. Original plan, cross-section

During the last hundred years including two world wars the railway station suffered serious damages. In the war years the maintenance was insufficient. Consequently and due to the nature of the railway operations, serious damages began to appear on the steel structure. Because of the townscape significance of the building and the exceptional worth of the steel structure, the Nyugati Railway Station was declared to be a historic monument. Therefore the Government officials decided on the complete reconstruction of the whole structure.

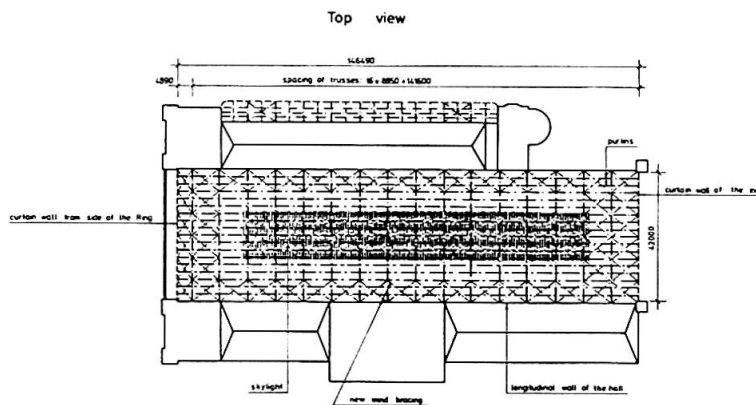
In order to find the best solution the authorities called for a country-wide design competition. The design and the reconstruction have been car-

ried -out according to the prize- winning plan.

The length of the track-hall is 153.00 m, its width is 42 m. The Great Boulevard frontage and the exit side of the station are closed by a curtain-wall. The later one is supported by a three-span bridge. The main loadbearing structures are the two hinged frames, supported under floor level, spaced 9.0 m apart. To most of these frames sidebays are attached. The frame columns constructionally constitute the columns of the sideaisle, too, and are walled into the longitudinal wall of the track-hall up to a height of 10 m. In addition to these a 6.00 m high glass screen was built above the top of the wall between the columns. The beams of the frames are Polonceau (French) trusses. The trussings are connected by latticed purlins. The length of the roof glazing is 88.5 m, its width is 9.24 m. At both ends of the track-hall the two spaces between the last 3-3 trussings are connected by wind-braces.



3. The Great Boulevard with the Station at the end of the last Century



4. Ground plan

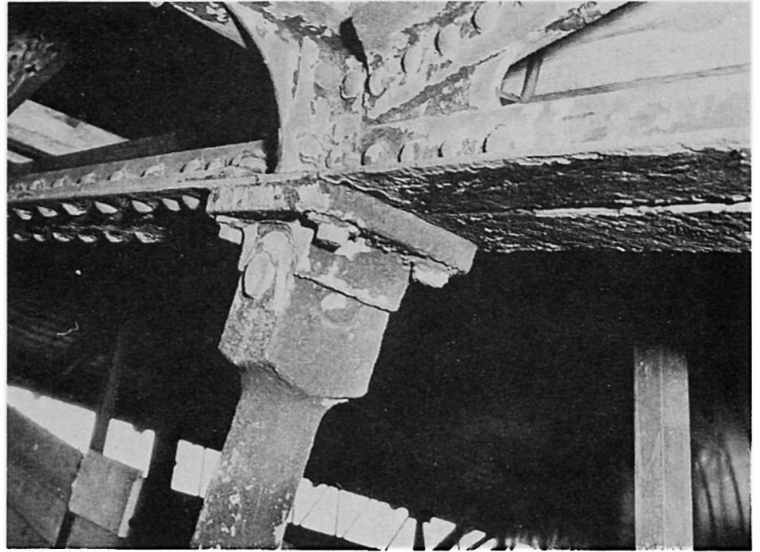
The extent of the corrosion at the middle part of the trussings, that are the most exposed to the fumes reached or surpassed the 50% limit. The corrosion of the bearing columns was caused by the faults in the rainwater drains. At the same time in the case of the decorative frame corners and the tension bars, the extent of the corrosion was negligible. The corrosion was also negligible at the two frame trusses to be found near the Great Boulevard, where the locomotives did not pull in.

Therefore the basic principle of the reconstruction was on the one hand the saving of the less damaged but historically most important part of the structure, on the other hand the replacing of the practically destroyed and non-renewable ones.

The re-usability of some structural parts was proved by material testings. The strength of the old material corresponds to that of grade 37 of today's but not weldable materials.

Special problem was created in the reconstruction of the more than 100 years old structure by the fact that it would have not met the requirements of the up-to-date specifications, even its new state, especially in the case of compressed struts.

Therefore it was necessary to provide the framestructure at the height of the junctions of the aisles with horizontal rigid supports at both sides. This requirement was satisfiable, because floor plates were built into the aisles for functional reasons. The frame columns could be attached to these plates. The existing wind-braces were connected with new, longitudinal wind-braces, along the sides of the track-hall, for the sake of increasing the rigidity of the structure. Finally for the vertical loads two-support, latticed Polonceau trussing, and of the horizontal loads two-hinged frame structure –supported on two sides– functioned as a statical model. Since the weak flat-plate rods of the remaining frame corners were not adequate to take-up the compressive loads, they were taken into account only in the case of tensile forces.



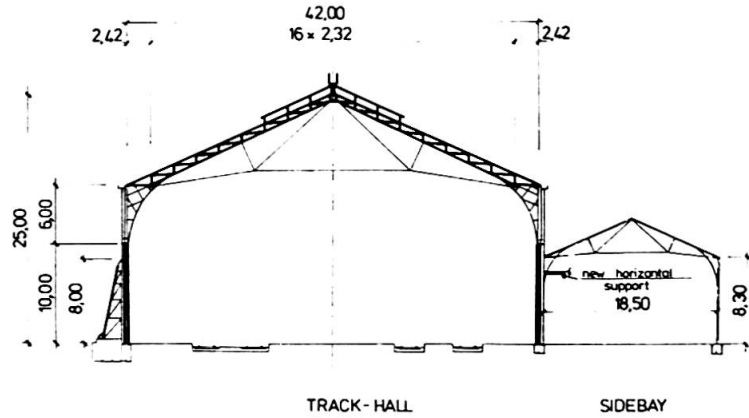
5. Detail of a corroded trussing

The reconstruction took into consideration the point of view of the historical interest. It was based on saving of the less corroded structural parts, on the construction of a horizontal support system, on the load relief of the frame corners, and finally –taking into account that the problem was the mixed construction of the remaining and new parts– based on a conception that needs a very thorough manufacturing and assembly technology. The new track-hall, regarding its appearance, is almost the same as the old one, apart from minor details. The curtain wall, facing the Great Boulevard of Budapest, remained as it was and also remained the first two frames attached to it. These were cleaned by metal-spraying and were stiffened at the necessary places. The same principle applies to the decorative corners of the other frame structures. The latticed frame trusses between the frame corners are made anew by welding. The shape, the dimension and arrangement of the sections follows the original very closely.



6. A renewed frame corner

During the strengthening of the columns only those parts of the original columns were demolished which reached into the track-hall. The new and partly double-walled column section encases the remaining part of the original column, securing this way the composite action. Thus the remaining frame corners are located between new frame-beams and new columns. The full set of the tension bars of the trussings remained in the original state. But all of the latticed purlins had to be replaced. Also completely new are the construction of the roof glazing, the side glass-screens and the wind-braces, where the longitudinal wind-brace appears as a new structural element. The curtain wall on the exit side was totally destroyed and had to be completely rebuilt.



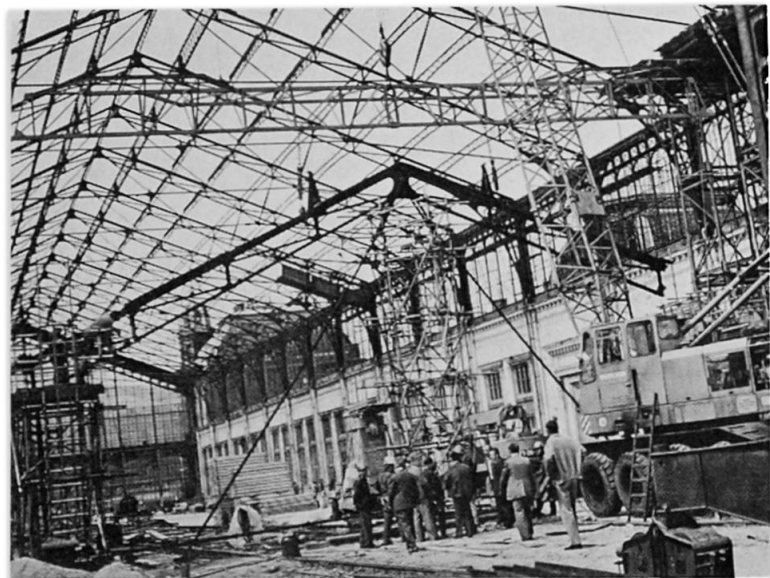
7. The remaining and the new parts of the frame structure

The new curtain wall was constructed as a closed frame-structure by building into a new vertical Vierendel-truss on each edge.

The weight of the remaining steel parts is 140 tons, 27% of the original steel structure weighing 515 tons. Nevertheless the value of the saved parts surpasses many times that of the heavier new parts because of the high cost of manufacturing of the bars.

The demolition started at the exit side with the curtain wall, for this scaffolding was built on which the demolished structure was cut into transportable pieces. The demolition of the trussing was carried-out with the help of a rocker device that was fixed to the structure, and after the trusses were cut at the boundary line of the remaining frame corners they were lowered by an autocrane to the floor. The construction was started by strengthening of the remaining two trussings and this was done with a full scaffolding. The repaired corner elements were replaced on the reinforced columns, then the connecting longitudinal walls were lifted-in and the junctions were made.

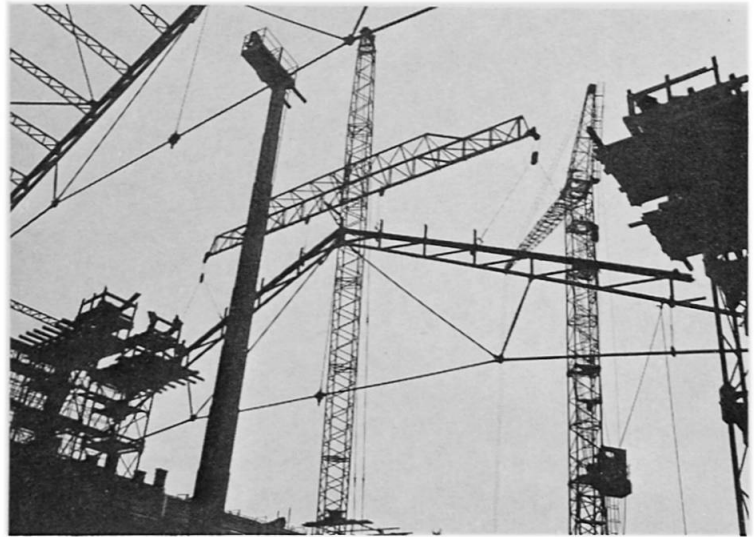
The new trussing part was assembled on the ground in the vertical position and the tension bars were adjusted in this position. With the help of the rocker device, the trussing



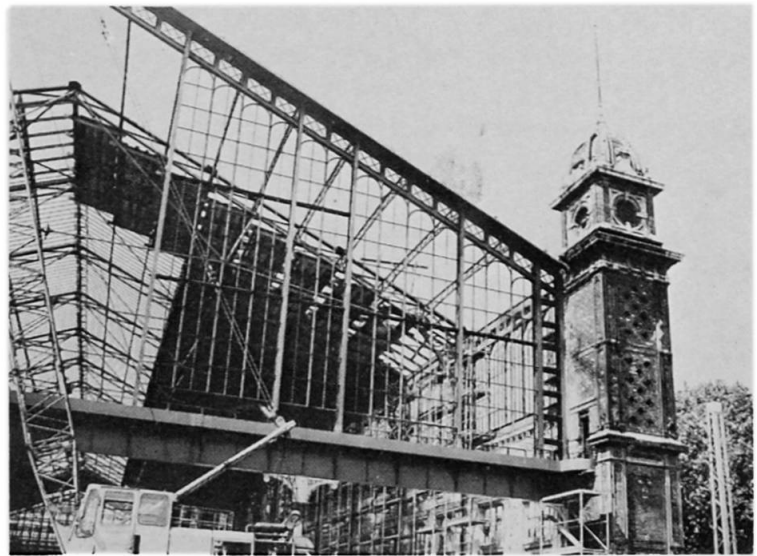
8. The demolition of a trussing

was lifted-in between the two corners. The tension bar was connected and the trussing was placed into its final position by further lifting to allow the connection of the trussing onto the corner parts with the plates. Afterwards the purlins and the windbraces were lifted-in. During the erection of the steel structure of the end wall for the exit side the 42 m long bridge, manufactured in three pieces was lifted in by three cranes simultaneously. The connections were made in the air, then the bridge was lowered onto its supports. The reconstruction of the roof boarding was made according to its original shape and over the boarding one layer of roof-plate water-proofing was placed finally on its top a zinc sheet covering was laid.

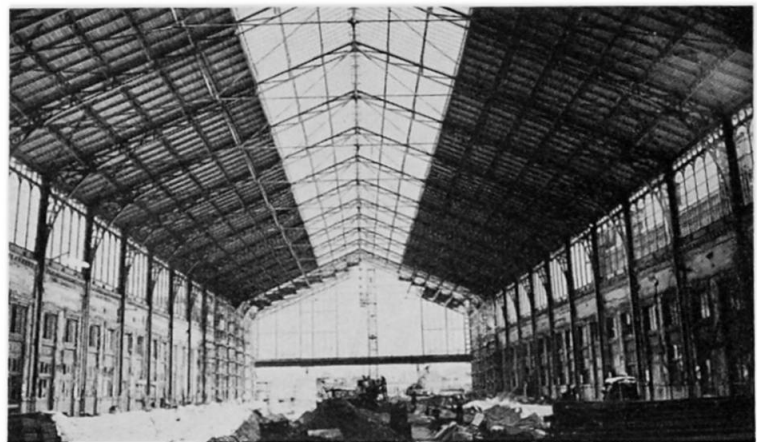
The reconstruction of the track-hall began in January 1978 and completed in December 1979.



9. The lifting in of a new trussing



10. Erection of the new curtain wall



11. The track-hall before completion

IX**Dimensionnement des ponts routiers construits par encorbellements successifs**

Bemessung von im Freivorbau erstellten Brücken

Design of Bridges built by the Cantilever Method

GEORGES DARPAS

Ingénieur en Chef des Ponts et Chaussées
Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
Bagneux, France

RESUME

Les constatations effectuées en service sur les ponts routiers construits par encorbellements successifs ont conduit à édicter des règles plus sévères dont l'incidence est importante sur la conception et l'exécution de ces ouvrages. Les principaux problèmes rencontrés sont évoqués en signalant les points pour lesquels les recherches continuent. Il en résulte que ce mode de construction, très répandu en France, nécessite de nombreuses précautions.

ZUSAMMENFASSUNG

Die an im Freivorbau erstellten Brücken festgestellten Schäden machten strengere Regeln notwendig, die sich nun spürbar auf Entwurf und Ausführung solcher Projekte auswirken. Die wesentlichsten Probleme werden erläutert mit Hinweisen auf heute noch im Gange befindliche Forschungen. Es geht deutlich hervor, dass dieses in Frankreich sehr verbreitete Bauverfahren grosse Sorgfalt erfordert.

SUMMARY

Investigations made into road bridges built by the cantilever method have led to more severe rules, with important consequences on the design and erection of such structures. The main problems are indicated, and the investigations presently in progress are mentioned. As a conclusion, it can be said that this erection mode, very common in France, requires much care.



1. INTRODUCTION

La longueur des communications étant très strictement limitée, l'article qui suit ne constitue qu'un résumé des multiples problèmes qui se sont posés en France à propos des ponts routiers en béton précontraint construits par encorbellements successifs.

Il s'agit d'ouvrages continus (les systèmes articulés ayant été très rapidement abandonnés depuis 1962) dont les voussoirs en forme de caisson peuvent être soit coulés en place, soit préfabriqués. La précontrainte est dimensionnée de façon à éviter toute traction du béton en flexion longitudinale (précontrainte dite totale) y compris sous les charges réglementaires d'exploitation.

Jusqu'en 1974, date où nous avons commencé à tirer parti des constatations effectuées sur ouvrages en service, les tendances étaient les suivantes :

- utilisation de méthodes de calcul théoriques ignorant en partie le fonctionnement réel de la structure,
- dimensionner de façon économique en minimisant (à l'excès) les quantités de matière,
- exécution souvent médiocre se traduisant notamment par des écarts importants du tracé des câbles par rapport au profil théorique,
- enfin mise en œuvre d'unités de précontrainte puissantes passant d'environ 550 kN à 1 100 puis 1 700 kN, d'où des forces concentrées plus agressives.

2. CONSTATATIONS EFFECTUEES SUR OUVRAGES EN SERVICE

Ces constatations ont révélé de nombreuses fissures présentant un caractère pathologique, soit parce que les sections théoriquement précontraintes étaient fissurées (baillement de joints entre voussoirs), soit parce que certains éléments fonctionnant en béton armé présentaient des fissures dont l'ouverture totale dépassait 0,2 à 0,3 mm (le mm a été souvent atteint et même dépassé).

Les principaux désordres ont été déjà exposés dans notre communication (faite en collaboration avec MM. LECROQ et POINEAU) au colloque de Liège de Juin 1975 (contribution II 3-11). Nous rappelons les principales causes : diffusion et entraînement sous efforts concentrés (ancrages de câbles), poussée au vide de la dalle inférieure du caisson (lorsqu'elle est courbe), fissures d'âme, et surtout insuffisance de la précontrainte longitudinale due notamment à :

- une mauvaise évaluation des sollicitations (redistributions par fluage, gradients thermiques, effets locaux apportés par les efforts concentrés).
- une connaissance insuffisante du comportement des matériaux (effets du fluage du béton et de la relaxation des aciers sur les pertes de précontrainte).
- une exécution médiocre (frottement trop élevé des câbles dans leurs conduits).

3. EVOLUTION DES REGLES DE DIMENSIONNEMENT

3.1. - Des règles supplémentaires ont dû être imposées. Elles concernent essentiellement :

3.1.1.- le frottement des câbles pour lequel on adopte des chiffres plus élevés que dans les ponts construits sans joints. Les valeurs prises en compte a priori dans les calculs sont des moyennes supposant une exécution correcte, mais les valeurs réelles peuvent être sensiblement plus fortes, ce qui nécessite soit de faire un « calcul en fourchette » (deux valeurs caractéristiques de la précontrainte), soit de prévoir la possibilité d'une précontrainte supplémentaire en cas de difficultés à l'exécution.

D'autre part, les rayons de courbure sont limités inférieurement à 3 m et on majore le coefficient de frottement pour les rayons compris entre 3 et 6 m.

3.1.2.- le gradient thermique pris égal à 10°C sans charge d'exploitation ou à 5°C cumulable avec la charge d'exploitation. Conventionnellement ce gradient est pris linéaire entre les fibres supérieure et inférieure de la poutre.

3.1.3.- la redistribution des sollicitations par fluage pour laquelle nous prenons la plus défavorable des 3 règles suivantes dont les deux premières sont forfaitaires :

- soit S_1 la sollicitation avant fluage et S_2 la sollicitation calculée comme si l'ouvrage avait été coulé sur cintre général ; on justifie la structure sous $\frac{S_1 + S_2}{2}$, soit une redistribution égale à $\frac{S_2 - S_1}{2}$.
- la contrainte de compression avant fluage sur la fibre inférieure est au moins égale à 1,5 MPa pour les voussoirs coulés en place ou préfabriqués âgés de moins de 21 jours lors de la mise en précontrainte, et de 1,0 MPa pour les voussoirs préfabriqués âgés d'au moins 21 jours lors de la mise en précontrainte.
- « calcul scientifique » (sur ordinateur) tenant compte du calendrier exact de l'exécution et d'une loi de fluage bien choisie. Mais nous n'avons pas encore réussi à faire coïncider les résultats théoriques avec ceux de l'expérience, ce qui rend indispensables les deux premières règles.

3.1.4.- Diffusion et entraînement sous efforts concentrés.

Nous avons étendu aux caissons les règles utilisées pour les abouts de poutre, ce qui conduit pour l'instant à des ferrillages qui paraissent surabondants, mais que l'on est obligé de prévoir pour se placer dans le sens de la sécurité.

D'autre part pour les câbles arrêtés sur bossages dans une section courante du caisson nous imposons la prise en compte derrière ces bossages d'un effet d'entraînement pris égal forfaitairement à la moitié de l'effort ancré.

3.1.5.- Poussée au vide des dalles courbes

Nous renvoyons à notre communication au colloque de Liège.

3.1.6.- Effort tranchant

Une autre communication de M. VIRLOGEUX traite ce problème. Nous insistons seulement ici sur les difficultés posées par les armatures d'âme actives, dont l'efficacité est liée à leur espacement (elles doivent être assez rapprochées) ainsi qu'à l'absence d'entretoises voisines.

3.1.7.- Cumul d'efforts

Les méthodes utilisées sont conventionnelles et il serait abusif de cumuler simplement certains effets. Nous admettons donc des majorations des contraintes admissibles vis-à-vis de l'état-limite de service lorsque l'effet maximal se produit avec les tensions initiales de précontrainte (au moment de l'ancrage), car les contraintes ultérieures ne peuvent que diminuer. C'est ainsi que pour les aciers nous admettons de travailler aux trois quarts de la limite élastique au lieu des deux tiers ; pour le béton la majoration est de 1,15.

Les cumuls d'effort visent : l'effort tranchant général, la diffusion de la précontrainte (effet local supplémentaire), la poussée au vide.

3.2. - Dimensionnement des structures, dispositions constructives

L'application des règles ci-dessus conduit à des majorations de quantité par rapport aux ouvrages construits avant 1974.

3.2.1.- Pour le béton l'augmentation est d'environ 14 %. Les principales modifications sont dues à :

- les hauteurs à la clé qui se situent actuellement aux alentours de $\ell/30$ à $\ell/35$ (ℓ désignant la portée principale) alors qu'antérieurement on descendait jusqu'à $\ell/50$, voire exceptionnellement $\ell/60$.
- l'épaisseur de la dalle inférieure du caisson est maintenant d'au moins 18 cm au lieu de 14 cm. En outre, elle doit être au moins égale à 3 fois le diamètre des conduits de précontrainte disposés dans cette dalle et au tiers de l'épaisseur des âmes.
- pour l'épaisseur minimale des âmes il est recommandé de ne pas descendre au-dessous de 40 cm (pour des raisons de facilité de bétonnage).
- il est enfin imposé de prévoir systématiquement des goussets de raccordement entre les âmes et les dalles dans le but d'assurer une meilleure diffusion des efforts entre ces éléments.

3.2.2.- Pour les armatures de précontrainte longitudinales, le ratio est de l'ordre de 40 à 50 kg d'armatures par m^3 de béton avec des limites élastiques avoisinant 1 400 MPa. Ce ratio n'a pas subi de modification significative par rapport aux habitudes précédentes, mais il en résulte que les quantités totales de précontrainte ont augmenté dans la même proportion que le béton, soit 14 %.



3.2.3.- Pour les armatures passives (type béton armé) le ratio était de 60 à 80 kg/m³ à condition que la dalle supérieure du caisson ne fut pas précontrainte transversalement. Cette valeur qui s'est révélée nettement insuffisante, a été portée dans les ouvrages récents à 110 kg/m³ en moyenne avec des écarts d'environ ± 10 kg/m³.

Comme disposition constructive particulière signalons que nous imposons la continuité des armatures passives (par recouvrement) au droit des joints de voussoirs coulés en place.

3.2.4.- Des dispositions constructives importantes concernent :

- la possibilité de visiter commodément les ouvrages,
- la possibilité de vérifier les poutres sur les sommiers d'appui dans le but de remplacer les appareils d'appui ou de procéder à des mesures des réactions (pour contrôler le comportement de la structure).

4. MISE EN ŒUVRE

L'exécution des ouvrages, trop souvent médiocre, constitue l'une de nos préoccupations essentielles. De nouvelles règles ont été édictées, d'autres sont en cours de préparation. Les points les plus importants sont les suivants.

4.1. - Exécution de la précontrainte

Un effort doit être fait pour que les tracés de câblages réels s'éloignent le moins possible des tracés théoriques (les écarts constatés sur certains chantiers sont de l'ordre de la dizaine de cm) ; des tolérances raisonnables restent à fixer ; pour faciliter la mise en œuvre les projeteurs sont invités à présenter des câblages facilitant la mise en œuvre.

Un gros problème concerne la continuité des conduits de précontrainte au droit des joints qui présente deux aspects : la continuité de forme destinée à limiter les déviations angulaires et décalages, la continuité d'étanchéité destinée à éviter le cheminement du coulis d'injection au travers des joints. Des solutions partielles ont été envisagées, mais ne donnent pas encore entière satisfaction. Signalons cependant qu'une amélioration a été apportée dans le cas des voussoirs préfabriqués en imposant de les plaquer mutuellement par un brêlage provisoire des faces collées (avant mise en précontrainte) assurant une compression au moins égale à 0,1 MPa.

Pour les coulis d'injection la situation a été améliorée grâce à la mise au point de coulis spéciaux.

Enfin, des prescriptions ont été édictées pour imposer un minimum de rigidité des conduits en fonction des rayons de courbure et de la force de précontrainte.

4.2. - Mesure des coefficients de transmission

Des mesures systématiques du coefficient de transmission sont imposées. Rappelons que ce coefficient est défini comme le rapport des tensions entre une extrémité active (par laquelle on tend) et l'autre extrémité. Au vu des résultats, on peut décider de mettre en œuvre (éventuellement) une précontrainte additionnelle, étant précisé que l'on prévoit des gaines supplémentaires dont le nombre est compris entre 5 et 10 % du nombre théorique prévu au départ. Bien entendu les gaines non utilisées sont injectées.

4.3. - Effet des redistributions par fluage

D'autre part au cas où l'effet des redistributions par fluage s'avèrerait plus fort que prévu on prévoit des points d'ancrage destinés à pouvoir mettre en œuvre (si nécessaire) une précontrainte extérieure environ égale à 10 % de celle qui assure la continuité initiale. Cette possibilité permet aussi de renforcer ultérieurement l'ouvrage dans le but d'augmenter sa force portante vis-à-vis des charges d'exploitation.

Pour être efficaces les étriers actifs assurant la précontrainte verticale des âmes ne doivent pas subir des raccourcissements importants (vu leur longueur forcément courte), ce qui suppose un contrôle très strict des opérations d'ancrage avec remise en tension éventuelle.

5. CONCLUSIONS

Nous avons été amenés à édicter de nouvelles règles sur la conception et l'exécution des ponts routiers construits par encorbellements successifs ; elles conduisent à une augmentation des quantités de matière comprise entre 12 et 15 %.



L'augmentation du coût se situe évidemment dans la même proportion, ce qui n'a pas manqué de remettre en cause la concurrence avec les tabliers métalliques qui redeviennent compétitifs dans certains cas (pendant longtemps ils ont été nettement plus chers).

Les nouvelles règles donnent satisfaction, mais il n'en reste pas moins que ce type de construction réclame de nombreuses précautions particulières au niveau de la conception et de l'exécution.

Tous les problèmes ne sont pas réglés et nous poursuivons nos recherches, en ce qui concerne notamment les redistributions par fluage, les effets de diffusion et d'entraînement dus aux efforts concentrés dans les poutres caissons, l'exécution des joints.

Signalons enfin que la plupart des règles nouvelles évoquées ci-dessus débordent le cadre des ponts construits par encorbellements successifs et peuvent concerner d'autres structures moins fréquentes en France, telles que ponts poussés ou construits sur cintre auto-lanceur.

Leere Seite
Blank page
Page vide



IX

Renforcement des ouvrages par précontrainte

Sanierung mit Hilfe von Vorspannung

Reinforcement by Prestressing

PHILIPPE LECROQ

Ingénieur Divisionnaire TPE

Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement de Lyon

Bourgoin-Jallieu, France

DANIEL POINEAU

Ingénieur Divisionnaire TPE

Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes

Bagneux, France

RESUME

La présente communication résume l'expérience acquise depuis 1973 sur la réparation d'une trentaine d'ouvrages en béton précontraint. Le texte décrit les techniques utilisées et leur technologie de mise en œuvre (câbles filants rectilignes ou non, étriers actifs. . .) et précise les hypothèses de calcul retenues en fonction des types de désordres.

ZUSAMMENFASSUNG

Die vorliegende Studie fasst die Erfahrungen zusammen, die seit 1973 bei der Reparatur von etwa dreissig Spannbeton-Brücken gesammelt worden sind. Der Text beschreibt die angewandten Techniken und die Technologien (gerade oder gekrümmte Kabel, aktive Bügel . . .) und zeigt, wie die Berechnungsgrundlagen anhand der Schadentypen präzisiert werden.

SUMMARY

In this contribution, the experience acquired since 1973 through the reinforcement of some thirty prestressed concrete structures is summarized. The applied techniques and their implementation technologies (cables, rectilinear or not, active stirrups, etc.) are described and the design assumptions, retained as a function of the specific disorders, are specified.



1. INTRODUCTION

Les fissurations, parfois importantes, constatées sur certains ouvrages en béton précontraint, et plus particulièrement sur les ponts en encorbellement, ont conduit à perfectionner la réglementation technique et ont nécessité de mettre au point des techniques de réparations qui font l'objet du présent exposé. Ces désordres, dus à des causes diverses (redistribution des efforts par fluage, gradient thermique, diffusion de la précontrainte, poussée au vide des câbles, etc.), ont engendré essentiellement trois types de fissures :

- Fissures verticales ou paraverticales traduisant une insuffisance de résistance vis-à-vis des moments fléchissants.
- Fissures inclinées dans les âmes traduisant une insuffisance de résistance à l'effort tranchant.
- Fissures longitudinales dans le hourdis traduisant une insuffisance de résistance à la flexion locale sous l'effet de la poussée au vide. Elles sont souvent combinées avec des fissures de diffusion.

Les réparations par précontrainte additionnelle tendent à rendre l'ouvrage conforme aux hypothèses habituelles de fonctionnement des structures en béton précontraint.

2. FISSURES DE FLEXION

2.1. - Hypothèses de calculs

Les efforts de compression ajoutés dans l'ouvrage (par précontrainte ou dénivellations d'appuis) ont été déterminés à partir des hypothèses suivantes :

- La contrainte normale au droit d'une fissure est supposée nulle.
- Après injection des fissures, la structure est supposée fonctionner selon les lois habituelles du béton précontraint.
- L'effort appliqué doit être tel que la structure redevienne réglementaire (absence de traction et de compression excessive dans tous les cas de charges).
- Le calcul tient compte, aussi exactement que possible, des efforts et contraintes existants réellement dans l'ouvrage, soit à partir d'essais (pesées des réactions d'appuis par exemple), soit en l'estimant et en procédant à des calculs en fourchette.

2.2. - Précontrainte longitudinale et additionnelle

2.2.1.- Tracé :

Suivant le problème posé, deux types de tracés ont été utilisés (figure 1) :

- Tracé rectiligne.
- Tracé polygonal.

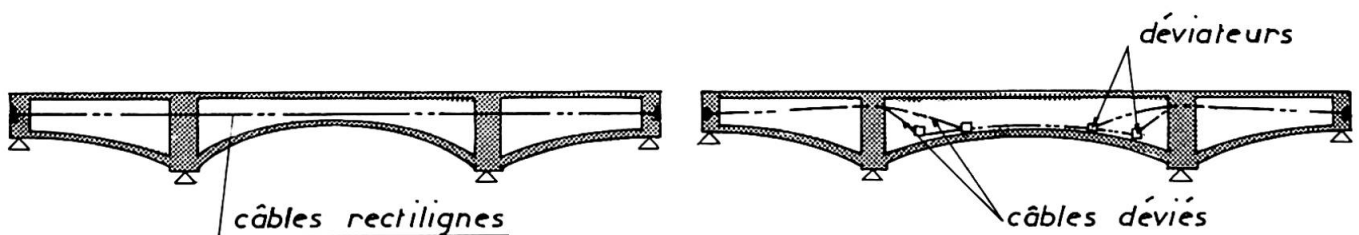


FIG. n°1

Le premier type, simple et facile à mettre en œuvre, présente « un mauvais rendement » et n'améliore que très peu la résistance au cisaillement. L'autre type, plus satisfaisant sur le plan mécanique, nécessite la construction de déviateurs, ce qui a pour inconvénient d'augmenter les pertes de précontrainte.

Dans les deux cas, il est nécessaire de prévoir des points de fixation suffisamment rapprochés et rigides pour éviter le flambement d'ensemble du tablier et la mise en vibration des câbles par résonance.

2.2.2.- Dispositifs d'ancrage des câbles :

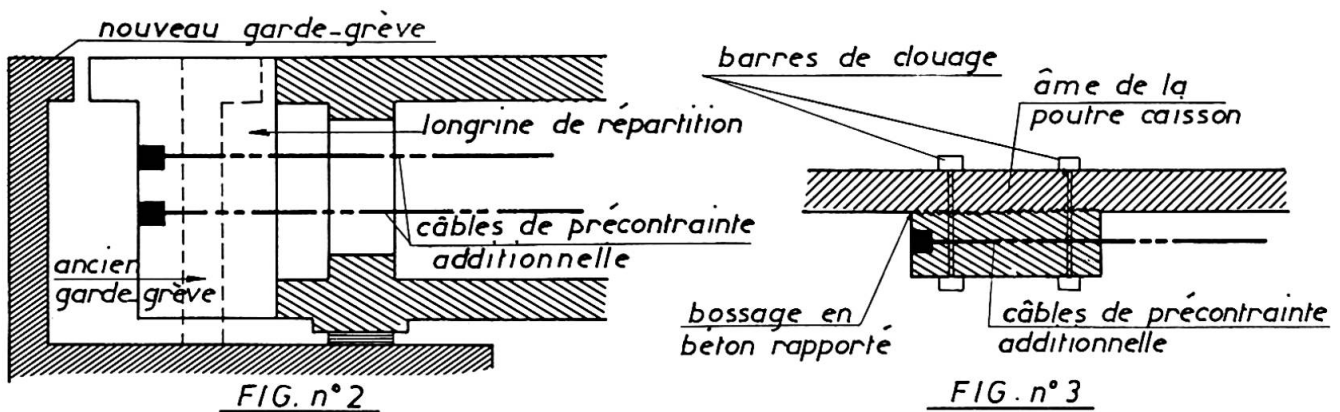
Trois types ont été utilisés :

- Longrines construites aux extrémités du tablier.
- Bossages d'ancrage cloués sur les âmes ou les hourdis.
- Appui sur les entretoises existantes.

2.2.2.1. - Longrines d'extrémités :

Cette solution consiste à construire une pièce massive en béton armé ou précontraint aux abouts du tablier (figure 2) sur laquelle viennent s'ancrer les câbles.

Cette technique présente l'avantage d'éliminer pratiquement tout effort concentré local sur la structure existante (la diffusion est assurée par la longrine), elle permet donc d'ancrer des câbles de forte puissance. Elle présente l'inconvénient de prolonger tous les câbles dans les travées de rives, ce qui n'est pas toujours facilement réalisable et, dans certains cas, est peu économique.



2.2.2.2. - Bossages d'ancrages :

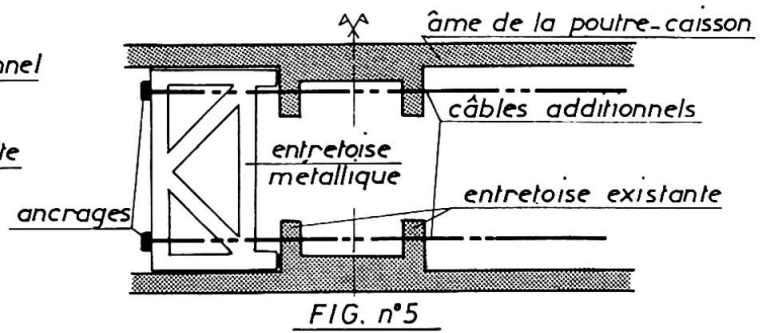
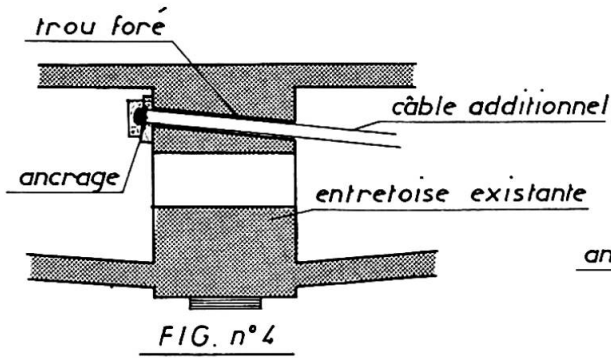
Cette technique consiste à clouer un bossage (en béton armé ou en acier) par précontrainte sur la structure existante et à y ancrer un câble (figure 3) ; elle présente l'avantage de permettre une bonne répartition de la précontrainte en fonction des efforts à reprendre. Elle présente, par contre, l'inconvénient de faire subir à la structure des efforts locaux importants dus à la diffusion de la précontrainte (flexion, cisaillement, entraînement), qui viennent se superposer aux états de contrainte existants. De plus, la réalisation au moyen d'unités de très courte longueur d'efforts de clouage est très délicate, car, la moindre variation d'allongement entraîne des pertes excessives et peut provoquer le glissement du bossage. Cette technique a été à la base d'un certain nombre de recherches qui ont porté sur les points suivants :

- Technologie pour réduire les pertes par défaut de calage des ancrages.
- Détermination de la distribution de l'effort d'ancrage sur la longueur totale d'un bossage.
- Recherche sur le traitement de la surface de reprise entre le bossage d'ancrage et la structure.
- Détermination du coefficient de frottement entre un bossage d'ancrage métallique et son mortier de calage.

2.2.2.3. - Entretoises existantes :

Cette solution consiste à ancrer les câbles sur les entretoises existantes, après forage de celles-ci (figure 4).

Cette technique présente, un peu comme celle des longrines d'extrémités, l'avantage de réduire les efforts concentrés sur les âmes et les hourdis, sous réserve que l'entretoise soit suffisamment résistante et suffisamment cousue au tablier. Dans le cas contraire, elle oblige à renforcer l'entretoise ou à substituer à celle-ci, par exemple, une structure métallique chargée de répartir au mieux les efforts d'ancrage (figure 5).



Il est à noter que les techniques actuelles de carottage au diamant permettent de forer des trous de l'ordre de 80 mm de diamètre sur des profondeurs de l'ordre de 2 à 3 m, avec un risque de déviation ne dépassant pas 0,5 à 1 cm par mètre linéaire de forage.

2.2.3.- Mise en tension des câbles de précontrainte additionnelle

Pour que la précontrainte additionnelle joue effectivement le rôle qui lui a été imparti, il est nécessaire que l'opération de mise en tension soit parfaitement coordonnée avec l'injection des fissures. De plus, il faut vérifier que la précontrainte se répartit conformément aux hypothèses de calcul retenues.

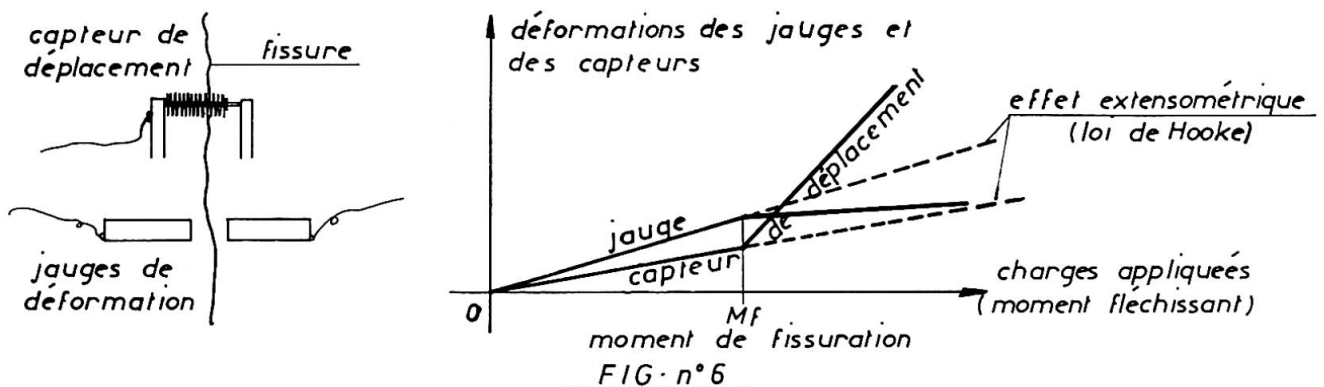
2.2.3.1. - Injection des fissures

Pour obtenir un bon fonctionnement de la structure réparée, il est nécessaire que les fissures injectées ne puissent être mises en traction par les gradients thermiques pendant le temps qui s'écoule entre l'injection et la mise en tension des câbles. Pour ce faire, deux techniques ont été utilisées séparément ou concurremment :

- Elimination des gradients thermiques par arrosage de la chaussée.
- Compensation des variations d'ouverture par mise en place de charges selon un phasage prédéterminé.

2.2.3.2. - Vérification de l'efficacité de la précontrainte

Les sections fissurées sont équipées de jauges situées de part et d'autre de la fissure et de capteurs de déplacement à cheval sur la fissure (cf. figure 6), de sorte à s'assurer de la bonne distribution des contraintes dues à la précontrainte dans la section. En outre, après réparation, l'ouvrage est soumis à des essais de chargement qui ne doivent pas entraîner de fissuration (cf. figure 6).



2.2.3.3. - Déviateurs

Lorsque le tracé du câble est polygonal, il est nécessaire de prévoir des déviateurs (en acier ou en béton) pour reprendre les poussées au vide des câbles. Ces déviateurs sont fixés sur les âmes ou les hourdis par des barres de précontrainte. Les déviateurs en béton sont traversés par des tubes rigides dans lesquels on vient enfiler le câble équipé de son conduit en P.V.C. (figure 7). Les déviateurs en acier affectent la forme d'une selle d'inflexion sur laquelle viennent s'appuyer le câble et son conduit (figure 8). Dans un cas particulier, l'inflexion du câble a été obtenue après sa mise en tension, grâce à des déviateurs réglables.

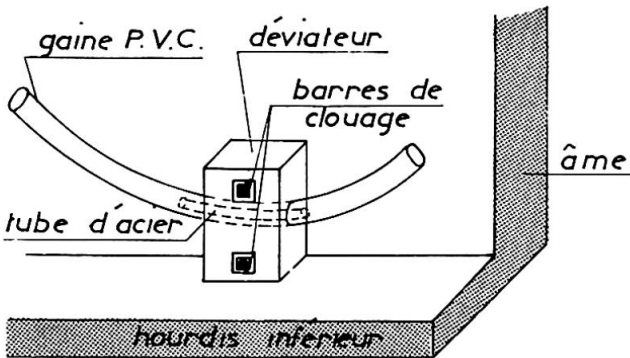


FIG. n°7

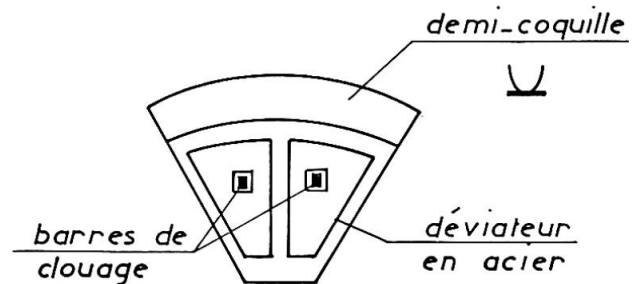


FIG. n°8

2.2.3.4. - Protection des câbles

Dans tous les ouvrages qui ont été renforcés, les câbles ont été placés sous conduits et ceux-ci ont été injectés avec des coulis à base de ciment.

Les conduits souples métalliques ondulés, trop fragiles, n'ont pas donné satisfaction. Aussi, actuellement, seuls les conduits en P.V.C. et les conduits rigides en acier sont utilisés, souvent concurremment (cf. § 2.2.3.3.). Sur un chantier, la réalisation des raccords entre les tubes plastiques et les tubes acier a posé quelques problèmes.

NOTA : La mise en précontrainte par câble est la seule qui ait été utilisée en réparation définitive. Cependant, sur un ouvrage, on a utilisé, avec succès et à titre transitoire, une dénivellation d'appuis ; ce qui a permis de maintenir l'ouvrage sous circulation avant réparation et de corriger un profil en long défectueux.

3. FISSURES DE CISAILLEMENT

3.1. - Hypothèses de calculs

Ces fissures sont dues au cumul des effets de l'effort tranchant et de la diffusion de précontrainte. Elles font, avec la fibre moyenne, un angle aigu supérieur à celui qui résulte du calcul sous le seul effet de l'effort tranchant. Le nombre d'étriers traversant ces fissures est donc, en général, très insuffisant pour reprendre les efforts appliqués à la section. De plus, l'ouverture des fissures est souvent importante ; c'est pourquoi la précontrainte verticale est dimensionnée en négligeant ces étriers.

3.2. - Précontrainte transversale additionnelle

Elle est réalisée soit au moyen d'étriers, soit par inclinaison de la précontrainte longitudinale, soit en combinant les deux procédés.

3.2.1.- Etriers actifs

Il s'agit de fils, barres ou monotorons soit disposés à l'intérieur d'un forage réalisé sur toute la hauteur de l'âme (figure 9), soit disposés au voisinage des âmes et ancrés dans les hourdis (figure 10). Ces armatures doivent être suffisamment rapprochées pour assurer une compression uniforme des âmes. La première technique, très satisfaisante sur le plan théorique, présente les inconvénients suivants :

- Elle nécessite la présence d'un ancrage immédiatement sous la chaussée.
- Il est difficile d'obtenir sur chantier la précontrainte théorique compte tenu des glissements d'ancrage cumulés à la faible longueur de l'armature.
- La réalisation du forage est toujours délicate et souvent impossible.



La deuxième technique, qui s'affranchit de la plupart des difficultés de forage, présente les mêmes inconvénients des ancrages sous chaussées et des difficultés de mise en tension ; en outre, elle engendre des efforts parasites dans les âmes et les hourdis (flexion, poinçonnement).

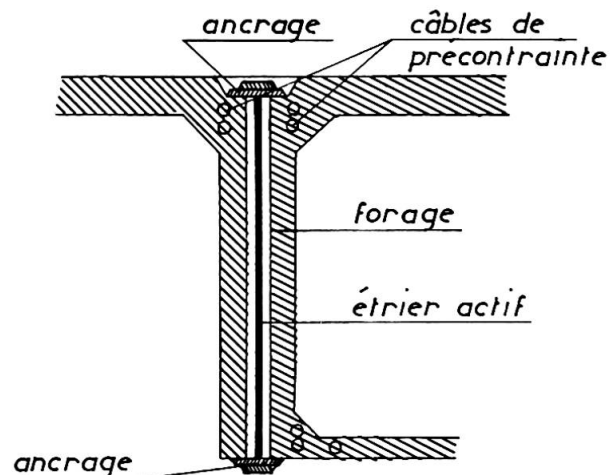


FIG. n° 9

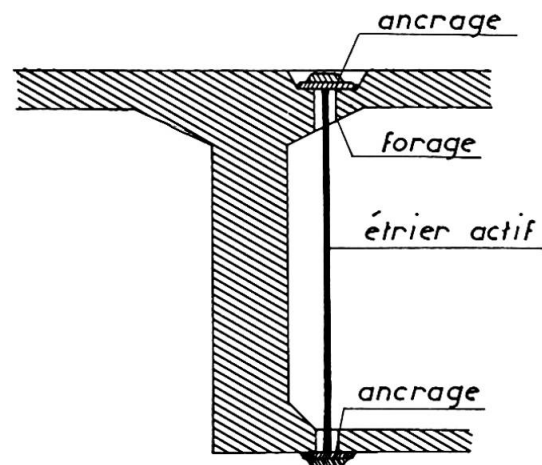


FIG. n° 10

3.2.2.- Inclinaison des câbles longitudinaux additionnels

L'inclinaison des câbles longitudinaux est une solution élégante pour recomprimer les fissures inclinées, car elle s'affranchit de la plupart des inconvénients signalés ci-dessus. Cependant, son utilisation est limitée par les considérations suivantes :

- L'angle de relevage des câbles est forcément limité, sous peine de perte par frottement très importante.
- La force de précontrainte ne doit pas être trop forte pour éviter d'engendrer des contraintes de compression excessives en section courante.
- La hauteur de l'âme intéressée par la précontrainte est limitée, compte tenu de l'encombrement des déviateurs.

4. FISSURES DE POUSSEE AU VIDE ET DE DIFFUSION DANS LE HOURDIS INFERIEUR

4.1. - Rappel

Les fissures de poussée au vide, qui se développent longitudinalement à la jonction âme-hourdis, se combinent avec celles de diffusion d'un tracé classique en arête de poisson.

4.2. - Solutions de renforcement

La précontrainte longitudinale de renforcement à la flexion permet de réduire considérablement les efforts de poussée au vide ; cependant le renforcement du hourdis est parfois nécessaire ; il peut consister :

- A soutenir le hourdis par des suspentes.
- A coller des plats métalliques.
- A précontraindre transversalement le hourdis.
- A construire un hourdis associé au précédent par collage et connecteurs.

5. CONCLUSION

La réparation par précontrainte additionnelle est une technique encore en pleine évolution. Des recherches sont actuellement en cours en vue d'améliorer la technologie (utilisation de câbles galvanisés interchangeable, fonctionnement des bossages...). Cependant, la technique mise en œuvre dans la trentaine de réparations effectuées ou en cours depuis 1973, a donné satisfaction dans l'ensemble. Le fonctionnement des ouvrages renforcés s'est avéré conforme aux hypothèses de calculs. Par contre, il faut noter que les réparations ainsi réalisées n'améliorent que très peu la résistance à rupture car en cas de nouvelles fissurations, les câbles situés à l'intérieur du béton subissent des surtensions nettement plus importantes que celles des câbles additionnels.

IX

Leçons de la fissuration d'un pont à l'effort tranchant

Lehren aus Schubrisen an einer Brücke

Lessons from Shear Cracking of a Bridge

PHILIPPE MOREAU

Directeur du Département des Etudes et Méthodes
Campenon Bernard Cetra
Clichy, France

MICHEL VIRLOGEUX

Ingénieur des Ponts et Chaussées, Prof. ENPC
Service d'Etudes Techniques des Routes et Autoroutes
Bagneux, France

RESUME

Les études qui ont été menées, après la fissuration à l'effort tranchant d'un pont caisson à trois âmes, ont montré l'importance que pouvait avoir la déformabilité transversale d'un ouvrage, et les limites des calculs classiques, faits sur la base de l'hypothèse de Saint-Venant. Elles ont aussi montré l'insuffisance des habitudes réglementaires dans le cas des ouvrages à forte précontrainte verticale. Enfin, une attention particulière doit être portée à la mise en œuvre de barres de précontrainte courtes, comme c'est le cas pour la précontrainte verticale.

ZUSAMMENFASSUNG

In einer dreistegigen Kastenbalkenbrücke sind Schubrisse festgestellt worden. Die Untersuchungen haben die Bedeutung der Querverformbarkeit eines Tragwerks und die Grenzen der Hypothese von Saint-Venant gezeigt. Sie weisen auch auf die Unzulänglichkeit der üblichen Vorschriften für Tragwerke mit kräftiger vertikaler Vorspannung hin. Schliesslich bedarf die Anwendung kurzer Vorspannstangen, wie etwa bei vorgespannten Bügeln, ganz besonderer Sorgfalt.

SUMMARY

The analyses which have been carried out, after the development of shear cracks in a three-web box girder, have shown the importance of transversal deformability of bridges, and the limits of classical analysis, developed on the basis of the Saint Venant hypothesis. They have also shown the limits of the codes, in the case of bridges with heavy vertical prestressing. Finally, particular attention must be given to practical tensioning of short prestressing bars, as for example prestressed stirrups.



1. INTRODUCTION

Si les exemples d'ouvrages fissurés en flexion longitudinale par insuffisance de précontrainte ne manquent pas, nous ne connaissons en France qu'un seul exemple récent d'ouvrage fissuré à l'effort tranchant.

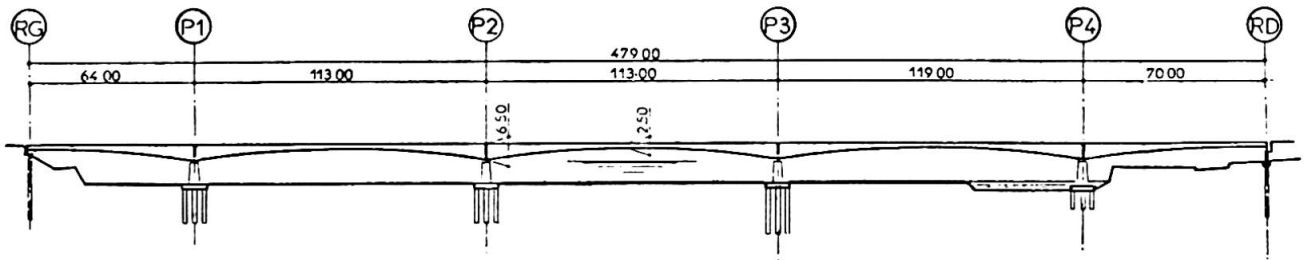
Cela vient de ce que les phénomènes physiques dont l'oubli ou la sous estimation ont provoqué de nombreux incidents de flexion longitudinale – différence de température entre les fibres extrêmes du tablier, redistribution d'efforts par fluage, importance des pertes de précontrainte par frottement –, ne produisent que des efforts tranchants très faibles, incapables d'avoir une incidence notable sur la fissuration.

Il était donc particulièrement intéressant de faire l'étude des causes de la fissuration du pont d'O. car elle était susceptible de mettre en évidence des phénomènes encore mal connus.

Bien entendu, comme c'est le cas chaque fois que des désordres apparaissent, ils sont dus à la superposition de plusieurs causes. Et nous laisserons de côté les erreurs et les insuffisances des calculs initiaux, qui ont pu être mises en évidence par l'expertise, pour ne nous attacher qu'aux éléments réellement intéressants.

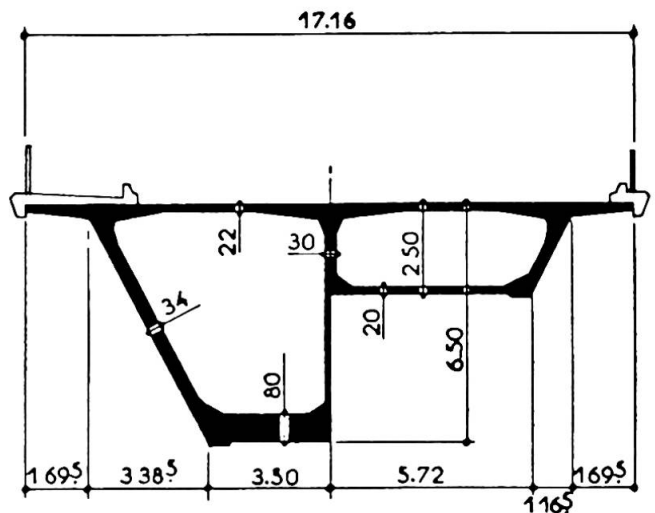
2. DESCRIPTION RAPIDE DE L'OUVRAGE ET DES DESORDRES

Le pont étudié comporte cinq travées de 64 - 113 - 113 - 119 et 70 mètres de portées. Il s'agit d'un pont caisson à trois âmes construit par encorbellements successifs sur équipages mobiles.



L'épaisseur des âmes latérales est de 34 centimètres, pour tenir compte des difficultés de bétonnage dues à leur inclinaison, tandis que l'âme centrale n'a qu'une épaisseur de 30 centimètres.

Le câblage de l'ouvrage n'est pas classique. Les câbles de fléau sont horizontaux. Ils sont ancrés dans les joints de voussoirs successifs, au niveau des goussets supérieurs, à la liaison entre le hourdis et les âmes. Les câbles de continuité sont dans le hourdis inférieur, au niveau des âmes ou dans leur voisinage immédiat. Ils sont ancrés sur des bossages situés dans les goussets inférieurs, à la liaison entre le hourdis et les âmes. Comme aucun câble ne traverse les âmes, la précontrainte n'apporte aucune réduction d'effort tranchant. La résistance des âmes au cisaillement est donc assurée par une précontrainte verticale, mise en œuvre au moyen de barres DJP de 26 millimètres de diamètre, et d'ancrages de type STUP-FREYSSINET à pas de vis fin. L'espacement des barres est variable le long de l'ouvrage, pour adapter la précontrainte verticale aux cisaillements extrêmes.



De façon à permettre ultérieurement l'éventuel passage d'une ligne d'aérotrain, l'ouvrage comporte, en plus des entretoises sur piles, des entretoises intermédiaires, sensiblement placées au tiers de la portée de chaque travée principale.

Une fissuration d'effort tranchant particulièrement nette est apparue dans certaines travées, essentiellement au voisinage des entretoises intermédiaires. L'ouverture des fissures les plus importantes atteignait 6 dixièmes de millimètres.

3. REPARTITION TRANSVERSALE DES EFFORTS

1. Dans une âme déterminée, le cisaillement d'effort tranchant est donné par :

$$\tau_i = \frac{p_i T}{b_{ni} Z} \quad 1$$

où b_{ni} est la largeur droite nette totale de l'âme considérée, Z le bras de levier du couple élastique, T l'effort tranchant réduit, et p_i la proportion de l'effort tranchant passant dans l'âme considérée.

La proportion de l'effort tranchant passant dans une âme d'un caisson se calcule en supposant le caisson indéformable transversalement, en résistance des matériaux classique.

2. Mais ces calculs classiques sont nettement insuffisants, dans certains cas, car ils négligent la déformabilité transversale de l'ouvrage.

Dans les calculs classiques, pour un caisson symétrique à trois âmes, une charge centrée à le même effet qu'une charge égale uniformément répartie. Mais en réalité, pour une charge centrée, il apparaît une déformation transversale des hourdis, et l'âme centrale subit un déplacement vertical nettement supérieur à celui des âmes latérales.

Un calcul aux éléments finis, fait sur une demi-travée de l'ouvrage étudié, en adoptant des conditions aux limites permettant de simuler le comportement réel, a permis de faire une étude précise de la structure.

La figure 4 donne les lignes d'influence de la proportion d'effort tranchant reprise par une âme. On constate que le comportement de l'ouvrage est nettement différent de celui d'un caisson transversalement indéformable.

Cependant, l'enveloppe des charges d'exploitation ne change par énormément, car l'augmentation des efforts produite par les chargements au niveau d'une âme est compensée par une diminution des efforts de transfert, lorsque les autres âmes sont chargées.

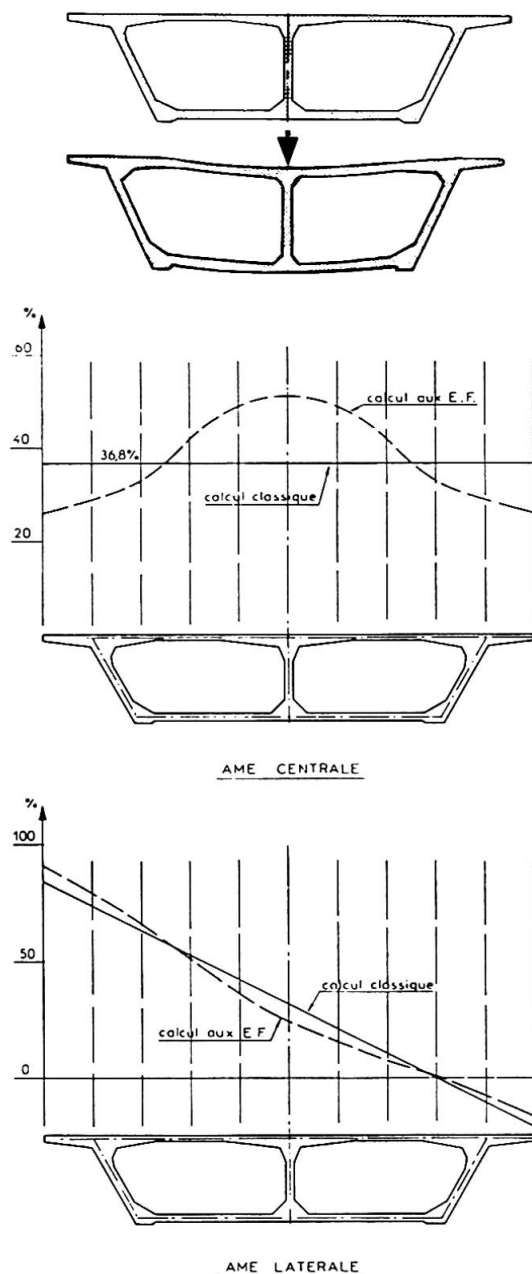
Par contre, dans le cas d'un caisson à trois âmes, il est essentiel d'étudier avec précision la répartition des charges permanentes. Dans le cas de l'ouvrage étudié, la place des âmes d'une part, et d'autre part la plus grande concentration des câbles de précontrainte dans l'âme centrale – près de 50 % compte tenu des dispositions constructives adoptées –, ont conduit à une concentration excessive des charges sur cette âme.

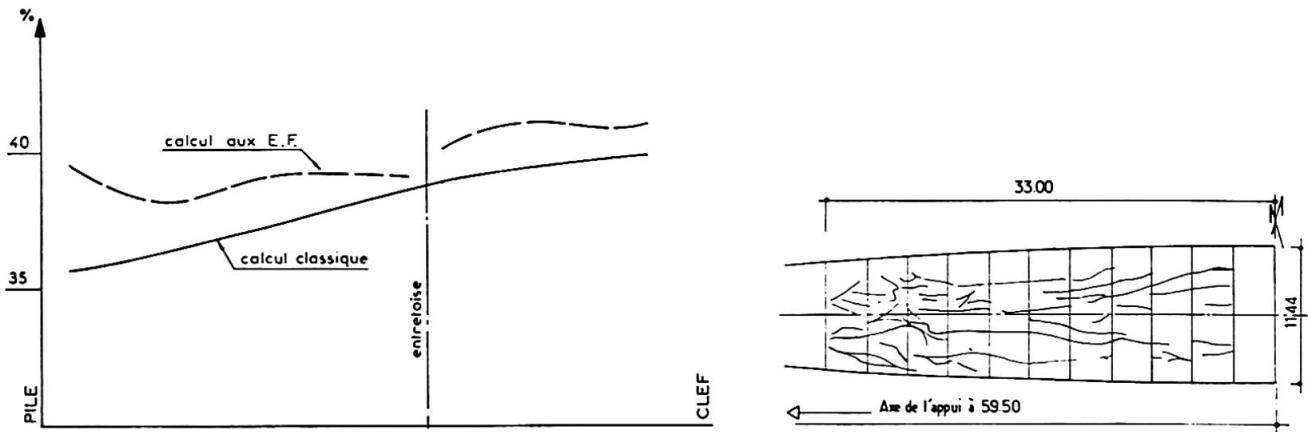
Ce phénomène est confirmé par l'existence d'une fissuration du hourdis inférieur, due à la flexion transversale engendrée par la surcharge de l'âme centrale, qui produit une déformation transversale du type de celle de la figure 6.

3. Dans le cas d'un pont droit, en caisson symétrique à deux âmes, on peut se contenter des calculs classiques lorsque la déformabilité des âmes n'est pas trop différente de celle des hourdis, et lorsque les charges d'exploitation sont relativement faibles.

Dans les autres cas, il est prudent de tenir compte de la déformabilité transversale du caisson.

Il faut en tous cas se méfier des ouvrages dont les hourdis sont nettement plus déformables que les âmes – âmes épaisses, grandes portées transversales –, et il est préférable de répartir la précontrainte entre les différentes âmes proportionnellement à la part des charges qu'elles supportent.





L'exemple de l'ouvrage étudié met aussi en évidence l'intérêt que peuvent présenter des entretoises intermédiaires, dans le cas de caissons trop déformables. Compte tenu des résultats obtenus par des calculs comparatifs, faits d'une part en ajoutant une entretoise à la clef, et d'autre part en supprimant les entretoises intermédiaires existantes, on peut penser que la réalisation d'entretoises espacées de 15 à 20 mètres aurait suffi pour que le comportement de l'ouvrage se rapproche beaucoup de celui d'un caisson rigide.

4. CISAILLEMENT ADMISSIBLE

1. Une autre difficulté provient de l'évaluation du cisaillement admissible selon les prescriptions règlementaires. La formule la plus couramment utilisée, due à Messieurs CHALOS et BETEILLE, s'écrit :

$$\bar{\tau}^2 = \frac{\bar{\sigma}_j}{\sigma'_j} (\bar{\sigma}'_j - \sigma'_x - \sigma'_y) (\bar{\sigma}_j + \sigma'_x + \sigma'_y) + \sigma'_x \sigma'_y \quad 2$$

où $\bar{\tau}$ est le cisaillement admissible, σ'_x la contrainte de compression longitudinale, σ'_y la contrainte de compression due à la précontrainte verticale, et où $\bar{\sigma}_j$ et $\bar{\sigma}'_j$ sont données par :

$$\bar{\sigma}_j = 0,42 \sigma_j \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}'_j = 0,42 \sigma'_j \quad 3$$

où σ_j et σ'_j sont respectivement la résistance à la traction et la résistance à la compression du béton.

Cette formule – pas plus que les autres formules données par les différents règlements français – n'assure pas une sécurité homogène. En effet, si on établit le rapport

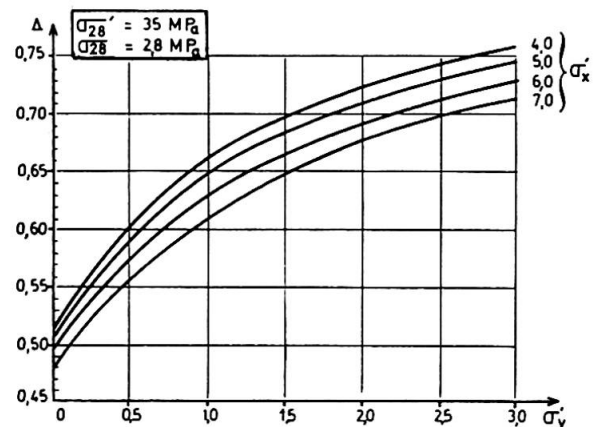
$$s = \frac{\bar{\tau}}{\tau_f} \quad 4$$

où τ_f est le taux de cisaillement produisant la fissuration, évalué par la formule 2 en y remplaçant les contraintes admissibles, $\bar{\sigma}_j$ et $\bar{\sigma}'_j$, par les résistances correspondantes, σ_j et σ'_j , on constate qu'il est de l'ordre de 0,5 pour les faibles valeurs de la précontrainte verticale, pour atteindre 0,75 à 0,80 pour de fortes valeurs.

En d'autres termes, une majoration imprévue de l'effort tranchant de 30 à 40 % – due par exemple à une série d'erreurs de calcul, comme c'est le cas pour l'ouvrage étudié –, ne provoque aucune fissuration dans un ouvrage de conception classique, sans précontrainte verticale, mais provoque la fissuration d'effort tranchant dans un ouvrage ayant recours à une importante précontrainte verticale.

Cela provient de ce qu'aucun coefficient de sécurité n'est appliqué au terme croisé ($\sigma'_x \sigma'_y$).

2. Il faut d'ailleurs évaluer avec beaucoup de prudence la contrainte de compression introduite par la précontrainte verticale.



En effet, la mise en œuvre de la précontrainte verticale est délicate, car il faut tendre des barres extrêmement courtes, et par conséquent particulièrement sensibles aux effets du recul d'ancrage.

On avait cru pouvoir résoudre le problème en utilisant des barres filetées à très faible pas de vis. Mais plusieurs incidents ont montré que la tension réelle des barres, après blocage des ancrages, n'étaient souvent que les deux tiers de celle escomptée.

Des mesures extrêmement précises, faites par extensométrie sur les barres de précontrainte, ont montré que la seule méthode fiable consiste à mettre en tension les barres au vérin, à l'aide d'un pont métallique dégageant complètement l'emplacement de l'écrou de serrage. Et le serrage de l'écrou doit être fait à l'aide d'une clef et d'un maillet.

En outre, les efforts de précontrainte peuvent ne pas être intégralement appliqués à l'âme intéressée. Dans le cas de l'ouvrage étudié, la présence de l'entretoise intermédiaire a localement réduit l'efficacité de la précontrainte verticale, et il n'est pas étonnant que ce soit dans cette zone que la fissuration ait été la plus marquée.

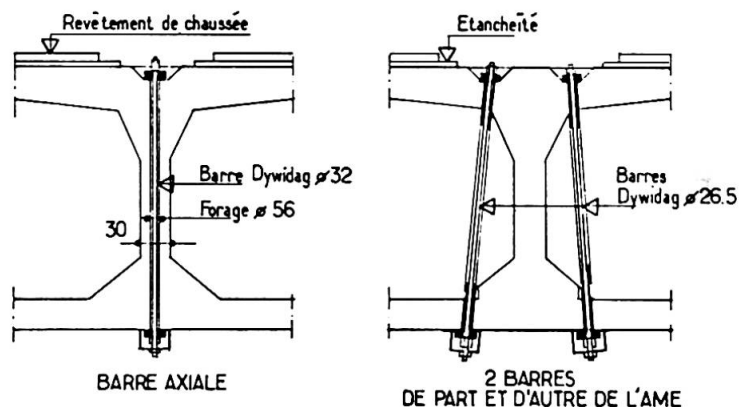
5. REPARATION DE L'OUVRAGE

L'ouvrage a été réparé par injection des principales fissures et mise en œuvre d'une précontrainte verticale complémentaire dans les zones où cela s'est avéré nécessaire.

Deux séries de barres ont été mises en œuvre. Tout d'abord des barres de 32 millimètres de diamètre ont été mises en place dans l'âme centrale, après forage complet dans l'âme. Et dans les zones où la présence de câbles de précontrainte interdisait cette opération, une barre de précontrainte de 26,5 millimètres de diamètre a été placée de chaque côté de l'âme centrale.

Cette opération a dû être faite avec beaucoup de précautions.

- 1) L'enrobé a été découpé à la scie, puis la chape a été découpée à son tour, avec un léger décalage pour permettre de refaire une étanchéité après réparation.
- 2) L'emplacement théorique des câbles a été tracé sur le béton à la craie.
- 3) Les encoches d'ancrage des barres de précontrainte ont été réalisées au marteau piqueur léger, ce qui a permis de mettre à nu la nappe supérieure d'armatures et les gaines des câbles de précontrainte.



- 4) Les forages des barres situées de part et d'autre de l'âme centrale ont été réalisés avec une foreuse manuelle.
- 5) Aucun câble ne pouvant se trouver dans l'axe, une fois passée la nappe supérieure, il a été possible de forer les trous axiaux à la machine, jusqu'à 25 centimètres de la fibre inférieure. En dessous, il était possible de rencontrer un câble de continuité mal placé. Une source gammagraphique a donc été descendue dans chaque forage, tandis qu'une plaque sensible était placée en sous face du caisson. Si le cliché garantissait qu'il n'y avait pas de câble de précontrainte, le forage était poursuivi jusqu'en fibre inférieure, sinon le trou était abandonné et la barre axiale remplacée par une paire de barres placées de part et d'autre de l'âme centrale.
- 6) Les forages des barres situées de part et d'autre de l'âme centrale, dans le hourdis inférieur, ont aussi été réalisés avec une foreuse à main. Ce fut l'opération la plus délicate, car il n'était pas possible de localiser avec certitude les aciers passifs et les câbles.

L'ensemble de ces précautions a permis de mettre en œuvre la précontrainte verticale nécessaire, sans difficulté majeure, et d'assurer une remise en état satisfaisante de l'ouvrage.

Leere Seite
Blank page
Page vide

**IX****Side Face Crack Control for Large Concrete Girders**

Contrôle de la fissuration latérale de grands ponts en béton

Kontrolle einer seitlichen Rissbildung bei grossen Stahlbetonträgern

JOHN E. BREEN

Professor of Engineering
University of Texas
Austin, TX, USA

GREGORY C. FRANTZ

Assist. Prof. of Civil Engineering
University of Connecticut
Storrs, CT, USA

SUMMARY

This paper summarizes an experimental and analytical study of the proper control of side face cracking near middepth on very large concrete members. Very wide web cracking occurred on bridge members, although the crack width at the level of main reinforcement was acceptable. Efficiency of various reinforcement distribution methods are compared and a design procedure is suggested which is shown to control the cracking.

RESUME

Ce rapport résume une étude expérimentale et analytique sur le contrôle de la fissuration latérale au milieu de grands ponts en béton. De larges fissures d'âme se sont produites sur des poutres d'un pont, quoique la profondeur des fissures au niveau des armatures principales soit, acceptable. Différentes méthodes de distribution d'armature sont comparées en ce qui concerne leur efficacité et un plan d'action est suggéré pour le contrôle de la fissuration.

ZUSAMMENFASSUNG

Diese Abhandlung fasst eine experimentelle und analytische Studie über eine angemessene Kontrolle der seitlichen Rissbildung an sehr grossen Betonbalken zusammen. Sehr weite Stegrisse traten an Brückenbalken auf; die Rissweiten waren jedoch annehmbar auf der Höhe der Hauptbewehrung. Die Wirksamkeit von verschiedenen Bewehrungsmethoden wird verglichen und ein Entwurfsverfahren vorgeschlagen, welches das Rissbild kontrolliert.



1. INTRODUCTION

This paper summarizes a detailed investigation of several large reinforced concrete highway bent cap girders which were found to have very wide cracks near middepth on the side faces (see Fig. 1). Although the crack width at the level of main reinforcement was acceptable, the side face cracks near middepth were up to three times as wide, indicating potential durability problems. [1]

2. EXPERIMENTAL STUDY

Laboratory models accurately reproduced the crack pattern and crack widths to scale, as shown in Fig. 2. From this figure, the crack width near midheight of the web can be seen to be approximately three times that at the level of the main (top) reinforcement. A series of 44 specimens was used to investigate variables such as amount and distribution of side face reinforcement, cover, web width, and beam depth. The major effect of the skin reinforcement in controlling the width of side face cracking is in encouraging the distribution of closely spaced deep cracks, such as shown in Fig. 3 (a), which can be contrasted to the relatively few deep cracks and large number of branching cracks shown in Fig. 3(b), in a similar specimen with no skin reinforcement. The effectiveness of skin reinforcement in controlling the wide cracking was dramatically shown in Fig. 4, in which a modest amount of skin reinforcement decreases the crack magnification ratio (the ratio of maximum crack width on the side face to crack width at the main reinforcement level) from approximately 4.0 to approximately 1.8.

3. DESIGN PROCEDURES

A relatively simple two-dimensional finite element analysis was developed and the results of this study generally confirm the laboratory results. This analysis was used for studies such as looking at the effect of skin reinforcement distribution in a given cross section (see Fig. 5).

Based on the test results and analytical studies, a new design procedure was developed to control side face crack widths and was simplified for code usage. To verify the new design procedure, the original model bent cap which had experienced a serious side face cracking problem was redesigned and tested. This test indicated that the new design procedure worked quite well, as shown in Fig. 6. The crack magnification ratio was reduced from approximately 2.5 in the original design to a value of 1.2 in the redesign. This was done with usage of the same amount of reinforcement in the two specimens, but with improved distribution.

4. CONCLUSIONS

The major conclusions from this study are:

(1) Specimens with the prescribed AASHTO and ACI amounts of side face crack control reinforcement had side face cracks that near middepth were well over twice as wide as cracks at the main reinforcement level.

(2) Providing a relatively small amount of side face (or skin) reinforcement significantly reduced the side face crack widths and the crack magnification ratio. As the provided area of skin reinforcement increased, the side face crack width increased, but at a decreasing rate.

(3) Skin reinforcement affected only a narrow strip of concrete along each side face of the web. The effectiveness of the skin reinforcement in controlling crack widths on the side faces was independent of web width in series of otherwise identical specimens.

(4) Without any skin reinforcement a "tree branch" crack pattern developed where several of the cracks originating on the extreme tension face curved and joined together to form one wide crack extending into the web. As the area of skin reinforcement increased, this crack pattern gradually changed to one where more cracks remained vertical and extended further down into the web, resulting in smaller crack widths near middepth. Modification of the crack pattern is one of the principal benefits from using skin reinforcement.

(5) The amount of skin reinforcement can be expressed as a skin reinforcement ratio based on the area of skin reinforcement divided by the edge strip area of concrete affected by the skin reinforcement. These edge strips are symmetrical about the skin reinforcement along each side face with a width defined as twice the distance from the center of the skin reinforcement to the side face and a height defined as the distance from the centroid of the main reinforcement to one bar spacing beyond the skin reinforcement bar farthest from the main reinforcement.

(6) Both the laboratory tests and the finite element analysis indicated it was most effective to place the skin reinforcement as many distributed small bars rather than as a few large bars. Generally, bars evenly distributed along each side face in about one-half to two-thirds of the tension zone closest to the main reinforcement were adequate. To ensure effective distribution, the maximum spacing of these bars should be the smaller of $d/10$ or 12 in.

(7) As the beam tension depth increased, the side face crack width increased, and the ratio of skin reinforcement required to maintain a maximum side face crack width also increased.

(8) The following skin reinforcement design provision will control such cracking:

Distribution of Skin Reinforcement. If the depth, d , exceeds 36 in., longitudinal skin reinforcement shall be uniformly distributed along the side faces of the member over the one-half of the depth nearest the principal reinforcement. The proportion of such reinforcement, ρ_{sk} , is the ratio of the total area of skin reinforcement to the sum of the area of strips along each side face, each strip having a height of $d/2$ and a width of twice the distance from the center of the skin reinforcement to the side face but not more than one-half the web width. For d between 36 and 100 in., $\rho_{sk} \geq 0.00024(d - 30)$, and for d greater than 100 in., $\rho_{sk} \geq 0.011 + 0.000058d$, with d expressed in inches. The maximum spacing of the skin reinforcement shall be the smaller of $d/10$ or 12 in.

Such reinforcement may be included in strength computations if a strain compatibility analysis is made to determine the stresses in the individual bars or wires.

5. ACKNOWLEDGEMENTS

This study was sponsored by the Texas Department of Highways and Public Transportation and the Federal Highway Administration. The report reflects the views of the authors who are responsible for the facts and accuracy of the data presented herein.



6. REFERENCES

1. Frantz, G. C. and Breen, J. E., "Control of Cracking on the Side Faces of Large Reinforced Concrete Beams," Research Report 198-1F, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, September 1978.

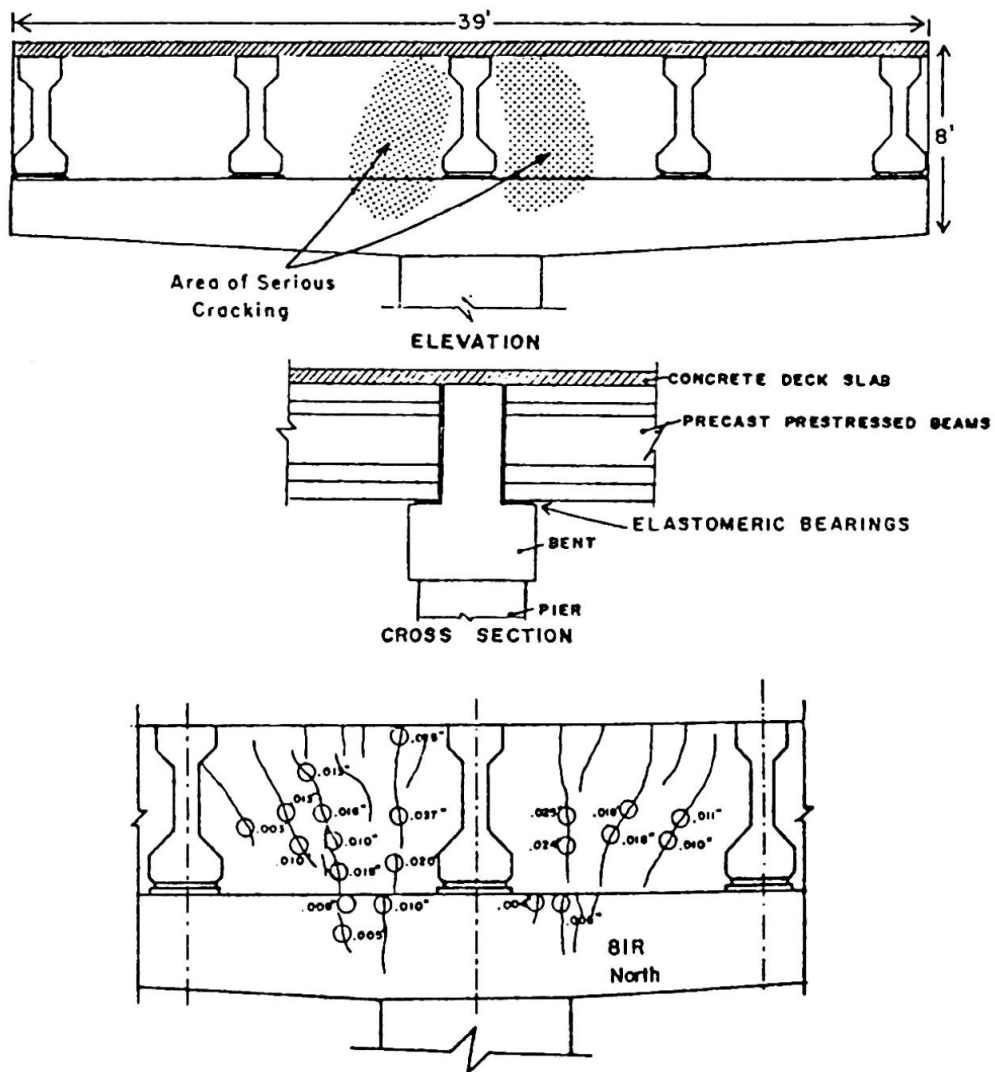


Fig. 1 Crack patterns and crack widths in the bent caps

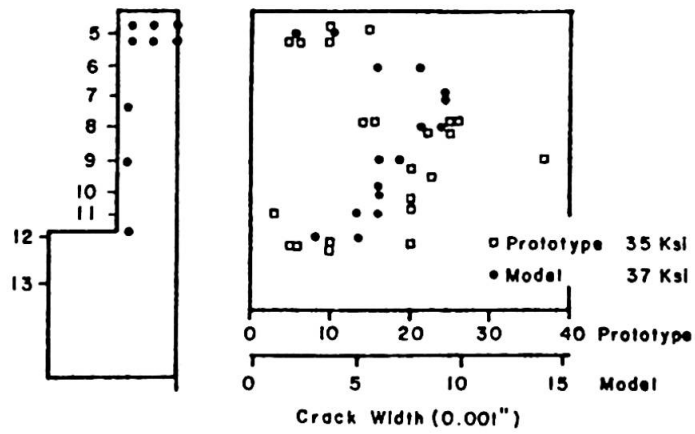


Fig. 2 Comparison of crack widths in prototype and model bent caps, scaled to S_L

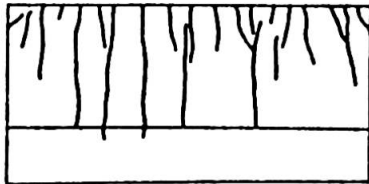


Fig. 3(a) Crack pattern development of A-5 (skin reinforcement = eight #3 bars)



Fig. 3(b) Crack pattern development of A-2-0 (no skin reinforcement)

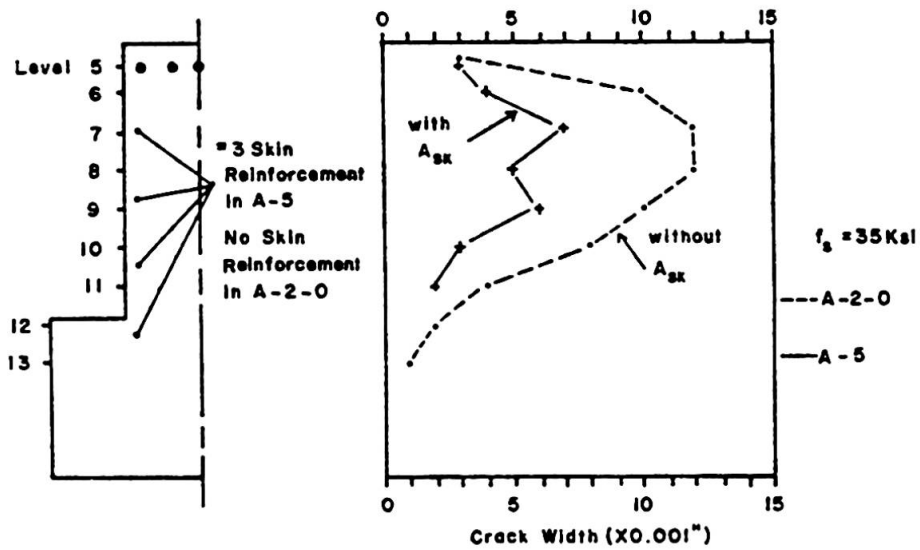


Fig. 4 Crack profile of a single crack in A-2-0 and A-5

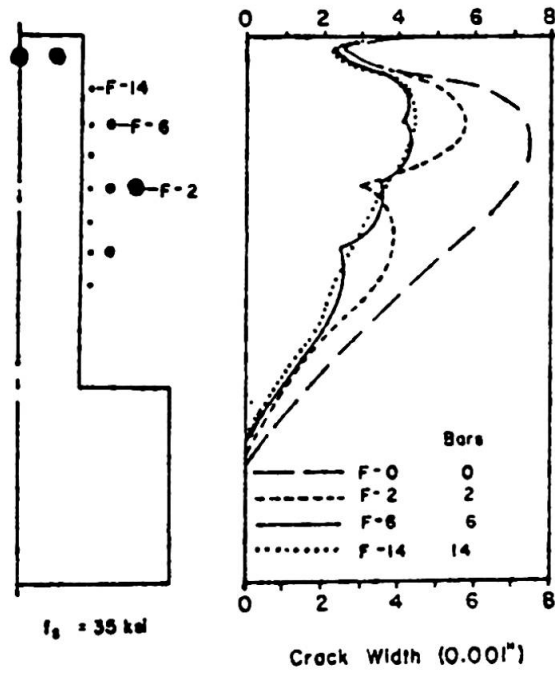


Fig. 5 Effect of skin reinforcement distribution with constant A_{sk} (0.88 sq. in.)

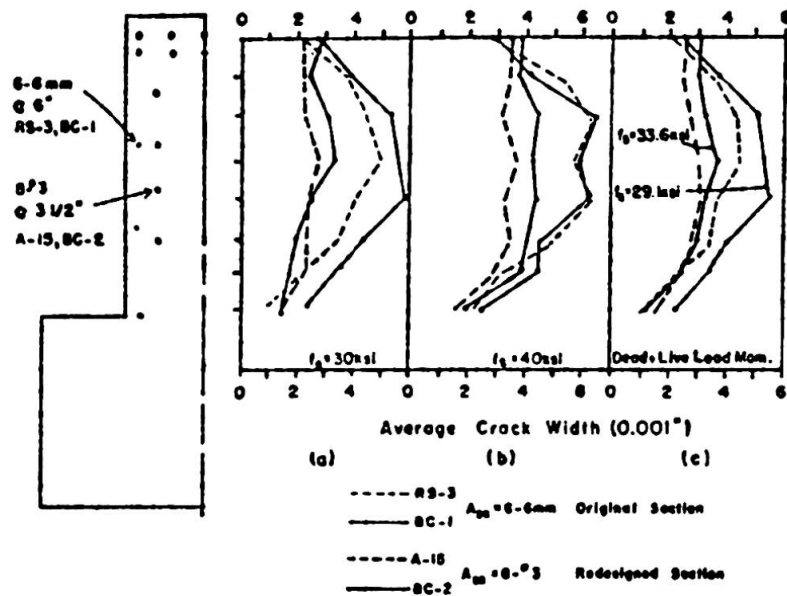


Fig. 6 Crack profiles--original and redesigned model bent caps

IX**Korrosionsschäden an Strassenbrücken in Ungarn**

Corrosion by De-icing Salt on Bridges in Hungary

Corrosion causée par le salage des ponts en Hongrie

HERBERT TRÄGER

Dr.

Ministerium für Verkehrs- und Postwesen

Budapest, Ungarn

ZUSAMMENFASSUNG

An Stahlbeton- und Stahlbrücken verursacht die Korrosion erhebliche Schäden, besonders seit der Verwendung des Streusalzes. Der Beitrag stellt einige typische und auch aussergewöhnliche Schadenfälle dar und zeigt die entsprechenden Reparaturmethoden.

SUMMARY

Corrosion causes considerable damage in concrete and steel bridges, especially since the introduction of de-icing salt. The report shows some typical and also particular damages as well as the methods of repair.

RESUME

La corrosion endommage considérablement les ponts en acier et en béton armé, surtout depuis l'application du sel sur les routes. Le rapport mentionne quelques dégradations typiques et extraordinaires aussi, ainsi que les méthodes appropriées pour leur réparation.



Während des letzten Jahrzehntes entstanden immer mehr Korrosionsschäden an den Brücken. Dieser Zuwachs ist in Zusammenhang mit der verbreiteten Verwendung des Streusalzes.

Die Ursachen der Schäden sind folgende:

- Mangel der Isolierung,
- bei den Brückenübergängen durchdringendes Wasser,
- Fehler bei der Projektierung,
- Fehler bei der Bauausführung.

Die Fehler waren hauptsächlich an den folgenden Stellen zu beobachten:

- bei Stahlbetonbrücken:
 - an grossen Oberflächen, besonders unter dem Schrammbord,
 - an den Kanten von Balken, Pfosten usw.,
 - an Hängestäben;
- bei Stahlbrücken, bzw. stählernen Brückenteilen:
 - an Längsträgern, besonders unter dem Schrammbord,
 - an Zugkabeln,
 - an schwer zugänglichen Trägern.

Während der 50-er Jahre wurden die Brücken allgemein ohne Isolierung gebaut. Man dachte, dass der Gussasphalt oder der Verschleissbeton das Eindringen des Wassers in den Beton verhindern kann. Bald wurde klar, dass dieser Gedanke ein Irrtum ist und so werden die Brücken seit etwa 1960 ohne Ausnahme mit Isolierung gebaut. Die meisten früher gebauten Brücken stehen aber weiterhin ohne Isolierung. Das eindringende Wasser übte seine schädliche Wirkung früher langsam aus, diese Wirkung beschleunigte sich aber rasch seit 1964, als die Verwendung des Streusalzes begann.

Zum ersten Mal beobachteten wir 1971 an einer cca 60 m langen Stahlbetonbrücke nach dem Entfernen des viele Risse aufweisenden Asphaltbelages, dass die oberste Schicht des Betons - etwa bis zur Mitte der oberen Stahleinlagen - völlig zugrunde gegangen war. Nach Entfernen der lockeren Teile wurde der Mangel durch Epoxydharzbeton ersetzt.

Es entstanden ein Ausmass und Wichtigkeit viel grössere Schäden

an der Petöfi-Donaubrücke in Budapest, wo die ganze, 1952 gebaute Stahlbetonplatte ausgetauscht werden musste. An der unteren Fläche der Platte entstanden - im Zug der unteren Stahleinlagen - Risse, an vielen Stellen fielen Betonteile ab /Bild 1./. In der

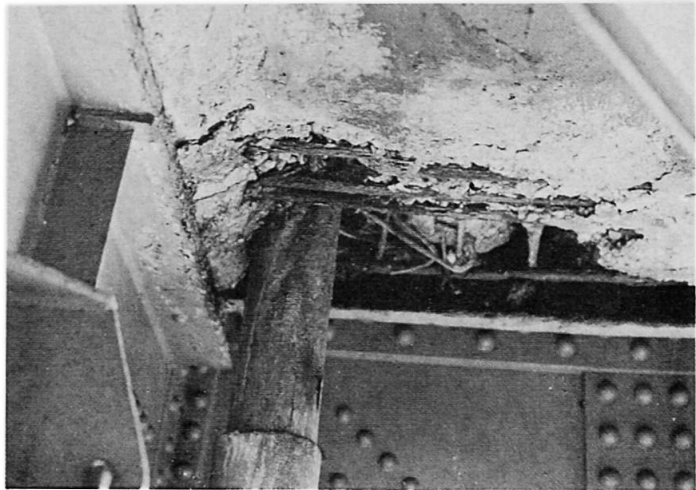


Bild 1. Ein Teil der alten Stahlbetonplatte

rapiden Zerstörung spielten neben dem Mangel der Isolierung die vielen Fahrbahnunterbrechungen eine wichtige Rolle. Hier wurden die Endstreifen der Platte einfach aufeinander gestützt. An einigen solchen Stellen waren vor dem Umbau unter den Lasten augensichtliche vertikale Bewegungen zu beobachten. In der neuen Stahlbetonplatte wurde die Anzahl der Unterbrechungen bis zur Möglichkeit - gemäss den statischen Erfordernissen - stark reduziert und überall wasserdichte Übergangskonstruktionen eingebaut. Die erneuerte Brücke wurde am 13. Juni dieses Jahres dem Verkehr übergeben.

Man konnte an der 1927 erbauten Stahlbetonplatte der Donaubrücke in Komárom ähnliche Schäden beobachten, erschwert noch dadurch, dass an den Stahleinlagen ein erheblicher Querschnittsverlust festzustellen war, besonders unter dem Schrammbord. Es war notwendig den Verkehr auf den mittleren Teil der Fahrbahn einzuschränken und die schweren Transporte auszuschliessen. Es wurde der Bau einer neuen Stahlbetonfahrbahnplatte vorgesehen. Die Oberfläche wurde natürlich isoliert und es wurden neue wasserdichte Übergangskonstruktionen eingebaut. Die Arbeit wurde am 2. Juli 1980. beendet.

Der Austausch der Stahlbetonplatte wurde noch an weiteren Brücken notwendig.

An Brücken ohne Isolierung kann die Korrosion der Stahleinlagen auch solche Schäden verursachen, welche nicht an grossen Oberflächen, sondern entlang der Kanten entstehen. Der Beton springt

wegen der Querschnittszunahme des Stahles ab. Solche Schäden wurden z. B. an den Unterkanten von Stahlbetonplattenbalkenbrücken über Eisenbahnlinien, hauptsächlich an den Randträgern beobachtet. Auch in weniger aggressiver Atmosphäre entstanden ähnliche Schäden, z. B. an den Bogenhauptträgern und senkrechten Stäben einer Bogenbrücke mit aufgeständerter Fahrbahn.

In allen solchen Fällen wurden die lockeren Betonteile entfernt, die Stahleinlagen gesäubert, und der Mangel mit Epoxydharzbeton ersetzt. Der Querschnittsverlust der Stahleinlagen wird festgestellt, danach die Tragfähigkeit der Brücke nachgewiesen, und wenn nötig, reduziert.

Bei einer 1948 erbauten Stahlbetonbogenbrücke mit Zugband wurden die Bogenhauptträger mit Hohlquerschnitt gebaut. Die innere Schalung wurde durch die auf der Oberfläche offen gelassenen Luken herausgeholt und diese wurden nicht korrekt abgeschlossen. Dadurch drang Wasser in den Hohlkasten ein und griff bei der oberen Einbindung die Stahleinlagen der Hängestäbe /Röhre und Rundeisen/ an. Diese erlitten während 28 Jahre einen so starken Querschnittsverlust, dass sie bei einem Stab und bald danach bei noch einem zerrissen. Auch am unteren Ende wurde der Beton stark beschädigt /Bild 2./. Die Brücke musste vor dem Verkehr gesperrt werden und alle Hängestäbe wurden durch frei liegende Stahlstäbe ersetzt, welche regelmässig kontrolliert werden können.

Aus diesem Fall wurde die Lehre gezogen, dass man sich bei der Brückenprüfung auch mit unsichtbaren, aber durch die Gegebenheiten der Konstruktion möglichen Schäden beschäftigen muss.

Bei der Fahrbahn der Stahlbrücken befindet sich ein Längsträger oft genau unter dem Schrammbord, und dieser ist der Einwirkung des Wassers besonders ausgesetzt. Es kam vor, dass das Stegblech eines solchen Längsträgers bei der

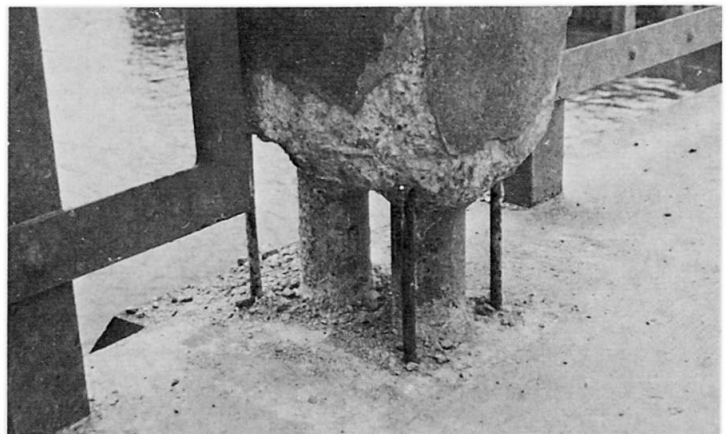


Bild 2. Angegriffener Hängestab

Reinigung vor dem Anstrich durchgebrochen ist. Dieser Fehler wurde - da diejenige Brücke noch nicht des völligen Umbaus bedurfte - durch Einbau von Ersatzstegblechen repariert.

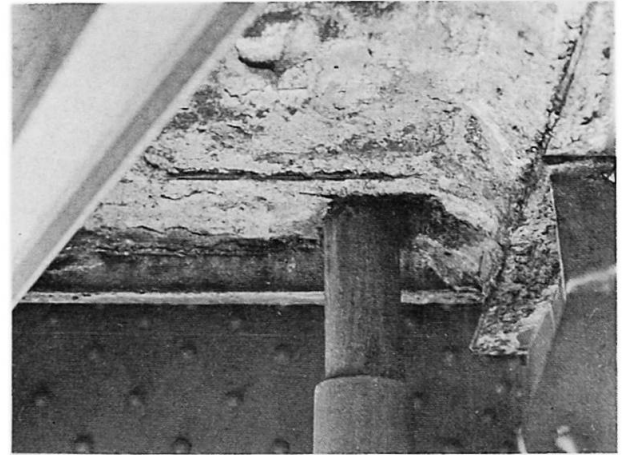
In den 50-er Jahren wurden mehrere Zweigelenkbogenbrücken aus Stahlbeton gebaut, wo die horizontale Kraft durch Zugkabel aufgenommen wird. Diese Kabel verliefen bei den ersten Brücken frei, drangen durch den Bogen in einem Kanal und wurden an der Hinterseite freiliegend verankert. Die mittlere Strecke der Kabel wurde später durch einen, mit Bitumen gefüllten Blechkanal geschützt, bei und hinter der Verankerung ist aber der zuverlässige Schutz der Kabel nicht gelungen. So entstanden nach 15-20 Jahren erhebliche Korrosionsschäden, einige Drähte zerrissen, andere wiesen beträchtliche Querschnittsverluste auf. Dieser Fehler wird nach dem Vorschlag des Verfassers folgend repariert. Hinter den Endquerträgern werden neue Querträger eingebaut, die etwas länger sind, als die Brückenbreite. In diese werden einige Freyssinet-Spannkabel verankert, die in einer vertikalen Ebene neben der Brücke verlaufen. Diese nehmen die ganze H-Kraft auf, so wird der originale Zugkabel überflüssig. /Dessen Entfernung ist nicht möglich./

Bei der Freiheitsbrücke über der Donau in Budapest /eine Fachwerkbrücke nach dem Gerber-System/ wird die Stabilität der Konstruktion durch Gegengewichte gesichert, die in der Nähe der Widerlager angebracht sind. Die Gusseisenstücke wurden beim Bau - vor etwa 80 Jahren - eingelegt, die Zwischenräume wurden mit Teer gefüllt. Die Fahrbahn liegt unmittelbar über diese Blöcke, so kann der Zustand des Gegengewichtes und dessen Tragkonstruktion bei der Brückenprüfung nicht kontrolliert werden. Nur das unten erscheinende schmutzige Wasser und einige lokalen Schäden am Untergurt der Tragkonstruktion deuten darauf hin, dass wahrscheinlich Schäden vorhanden sind, welche nur nach Absperren der Brücke untersucht und repariert werden können. Die Gusseisenblöcke muss man durch die Fahrbahn herausheben, die Stabilität der Brücke provisorisch sichern und die Tragkonstruktion notwendigerweise reparieren oder austauschen. Diese Arbeit ist zur Zeit im Gange.

Mit den erwähnten, teils typischen, teils sonderbaren Schadens-



fällen soll die Aufmerksamkeit auf die Wichtigkeit der Isolierung und Wasserableitung, bzw. der gründlichen Brückenprüfung gerichtet werden.



Untere Fläche der beschädigten Stahlbetonplatte der Petöfi-Donaubrücke

IX

Timber Bridge Replacement to Resist Deicing Agents

Remplacement de ponts en bois en vue de résister aux agents dégivrants

Ersatz durch Holzbrücken zum Widerstand gegen Enteisungsmitteln

J.R. VERNA

President
Verna Engineering, Inc.
Carnegie, PA, USA

J.M. SHANNON

Senior Engineer
Verna Engineering, Inc.
Carnegie, PA, USA

P.H. SANDERS

Assistant Director
School of Engineering
Georgia Institute of Technology
Atlanta, GA, USA

SUMMARY

Deterioration of bridge structures in Western Pennsylvania, USA accelerated greatly after instituting a deicing-agents snow removal program approximately 17 years ago. The steel and concrete structures began to show gross weaknesses, and a need to examine and repair or replace the 1700 bridges in Allegheny County was exposed. Agents are still used, but timber is again being competitively installed to resist the deicing attacks. Durability and other benefits are described in this paper.

RESUME

La détérioration de ponts en Pennsylvanie occidentale, USA, s'est grandement accélérée suite à l'introduction, il y a peu près 17 ans, d'un programme de déneigement à l'aide d'agents dégivrants. Les structures en acier et en béton armé, commencèrent à manifester de grandes faiblesses, et il fut nécessaire d'examiner et de réparer ou de remplacer les 1 700 ponts au Allegheny County. Les agents sont toujours en usage, mais le bois de charpente peut de nouveau être installé d'une manière concurrentielle, afin de résister aux attaques des dégivrants. La durabilité et les autres avantages sont décrits.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Einführung von Enteisungsmitteln in das Schneeräumprogramm vor ungefähr 17 Jahren hat den Verfall der Brückenstrukturen in West-Pennsylvanien, USA, stark beschleunigt. Stahl- und Betontragwerke begannen grosse Schwächen aufzuzeigen, was die Notwendigkeit zur Überprüfung, Reparatur oder Ersatz der 1700 Brücken im Bezirk Allegheny aufdeckte. Enteisungsmittel sind immer noch im Gebrauch, aber Holz ist wieder konkurrenzfähig wegen seines Widerstandes gegenüber Enteisungsmitteln. Dauerhaftigkeit und andere Vorteile der Holzbauweise sind in dieser Arbeit beschrieben.



BACKGROUND AND CAUSE OF PROBLEM

Three major rivers, a center of population and industry (Pittsburgh), and 1700 bridges characterize Allegheny County, Pennsylvania, U.S.A. Some of these bridges were originally of timber, but during the 1950s, most timber bridges were replaced. Current bridges, with the exception of those described herein, are generally of steel and concrete. In previous years, winter traffic passability was maintained by coal cinders. More recently, deicing salts have replaced cinders due to environmental constraints on coal burning.

After a few years of using deicing salts, first the deterioration of vehicles was noticed and, thereafter, rusting or spalling of bridges was observed. It was estimated that bridges of concrete and steel subjected to deicing salts would have to be replaced in a 15-year cycle. Because timber is relatively immune to attack by deicing salts and if properly treated with preservatives will not decay in the weather conditions prevailing in southwestern Pennsylvania, plans were made to install wood bridges in Allegheny County. Two case studies of wood bridges follow.

BRIDGE DESIGN CRITERIA

In decreasing order of importance, bridge parameters considered by the authors in designing the bridge were:

- 1. Span length; which governs material properties.
- 2. Loading; which determines member sizes.
- 3. Initial cost of material and construction.
- 4. Estimated life expectancy under action of deicing agents; which is used in economic comparisons.
- 5. Estimated maintenance costs; these are to be used in economic comparisons.
- 6. User costs due to delay and rerouting of traffic while bridge is out of service.
- 7. Aesthetics.
- 8. Construction time; this relates to the cost to the owner of providing inspectors and office personnel to audit the performance of the contractor.

In times past, only Items 1, 2, 3 and 7 were weighed heavily in the decision process. Item 4 had not been considered because the life expectancies of the various bridge materials subject to deicing salts were not significantly different. Item 5 is now of consequence because of the high cost of labor and materials required to maintain concrete and steel bridges subject to deicing salts. User costs as reflected in Item 6 have sharply increased recently as the cost of vehicle fuel has increased.



CASE STUDIES

Two case studies are presented. The first deals with a deck replacement and the second with the replacement of the entire bridge structure. In 1947, a steel beam bridge structure with a mechanically laminated wood deck was constructed in Allegheny County, Pennsylvania, U.S.A. Thirty years later the deck had become weakened from use without a protective wearing surface. Where the wood had been worn from traffic and damaged with snow plows, decay by natural organisms had done the damage that water, temperature, and deicing agents had not been able to do, as shown on Photograph 1.

The 61 ft (18.6 m) span with two nine-ft (2.7 m) lanes and a four ft (1.2 m) sidewalk was designed to carry coal trucks weighing 60,000 lb (27,215 kg) to a mining site. The rehabilitated structure was to be able to carry 73,280 lb (33,239 kg) trucks in an AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) HS-20-44 configuration in two 11-ft (3.3 m) lanes while continuing to support the cantilevered sidewalk, as shown on Photograph 2.

The owner wished to consider several alternative materials, including reinforced concrete, steel grid, concrete filled steel grid, and glue-laminated timber. Timber was chosen because it had the lowest initial cost, the most pleasant appearance in the wooded surroundings and a greater service life than concrete and steel where deicing agents are heavily used. The relative costs per square foot (square meter) for the deck alternatives, excluding approach and stream work, were \$37 (\$400) for timber, \$70 (\$750) for reinforced concrete, \$77 (\$830) for open steel grid, and \$83 (\$890) for concrete filled steel grid. The lower cost for timber resulted, in part, from the ease with which the bridge could be widened and the sidewalk cantilevered.

The glue-laminated timber deck was assigned an expected life of 50 years while the other decks, comprised of deicing agent susceptible materials, were assigned an expected life of 15 years. The advantage of timber in cost of maintenance and second replacement was even more convincing than the lower first cost.

These costs are tabulated as shown below:

Table 1

<u>Type</u>	<u>First Cost</u>	<u>Life Expectancy Years</u>	<u>50 Year Replacement Reserve (\$) *</u>
Glue-laminated Timber	\$50,000	50	-
Reinforced Concrete	\$95,000	15	266,700
Open Steel Grid	\$105,000	15	300,000
Concrete Filled Steel Grid	\$113,000	15	326,700

*First cost differences compared to timber extended to 50 year value without interest.

The second structure is a 54-ft (16.5 m) through-girder-span bridge built during the 1920s. The bridge served well as the primary access to a small community until deicing agents began to be used. Drainage from the crowned roadway flowed under the curb rail and over the edge of the timber deck onto the nine inch (0.23 m) steel floor beams. These steel floor beams, bracing, connections and bottom girder flanges rapidly deteriorated, and a load limit of three tons



(2722 kg) was placed on the span. In the last 15 years, deicing agents caused near-collapse status to occur, although for approximately 45 years prior to their use, the steel performed well. After approximately 55 years, the timber deck with a bituminous concrete wearing surface was still functioning adequately, but was hiding the severely corroded steel beams. This replaced bridge is shown in Photograph 3.

The structure was widened from two 8-ft (2.4 m) lanes to two 12-ft (3.7 m) lanes and a four ft (1.2 m) sidewalk was added to the structure, as shown on Figure 1. The abutments, originally constructed from blocks of sandstone, which is also not affected by deicing agents, were in excellent condition and, therefore, reused.

The owner, in conjunction with the engineer, rejected reinforced concrete and steel grid decks because of proven higher initial cost and shortened life in the deicing agent environment. Only prestressed concrete box beams, and timber beams and deck were considered in this situation.

A cost comparison showed the two alternatives to cost, exclusive of demolition, abutment and approach work, \$59 (\$635) per sq ft (sq m) for concrete beams and \$57 (\$610) per sq ft (sq m) for glue-laminated timber. Timber was again chosen, based on its appearance in a wooded surrounding, expected ease of construction, and proven durability in the presence of deicing agents.

DESIGN CRITERIA

The design of these timber bridge structures was generally guided by using Section 1.10 of the AASHTO Standard Specifications for Highway Bridges. Extensive testing of material configurations prior to acceptance for a construction scheme is needed for inclusion in this specification. The glue-laminated timber manufacturers themselves, are the most progressive source of design information. They prepare independent test programs and test data on design configurations far more advanced than AASHTO. In some work, the engineer can design using that information, but for municipal work, as reported here, more in-service experience is expected before building the structure. The design process by any standard is no more complicated or time consuming than for a steel or concrete bridge.

MATERIAL QUALITY

Glue-laminated timber for this use is fabricated and then shipped to a treating plant for application of the preservatives; both are normally a distance of several hundred miles from the bridge site. Connections are made with bolts and clips. The connecting hardware is supplied by the fabricator whose plant drills all of the connection holes. Only the bearing pads and beam anchorages must be field fabricated. The timber bridge is shipped to the site and then field assembled on the prepared bridge seats.

The material quality and fabrication can be controlled, because this is done in the plant where representatives of AITC inspect and affix approval stamps to the acceptable members.

ADVANTAGES AND DISADVANTAGES

Timber has advantages and disadvantages as a material for bridge construction. The light weight of the timber allows for easier construction because the beams

can be lifted into place with smaller cranes. Construction of the timber segments can be accomplished in cold and wet weather without detrimental effects to the material and the product can be used as part of the construction scheme as well.

The foremost advantage of timber in the Allegheny County vicinity is the imperviousness it exhibits in the presence of deicing chemicals which speed the deterioration of concrete and steel. With treatment for prevention of decay from natural organisms, it is a stable building material. It is lightweight, allowing rehabilitation of older bridges with the possibility of reusing the abutments while increasing the load carrying capacity of the crossing members. The initial and maintenance costs are lower than most other alternatives and certainly competitive with the traditionally more economical materials.

However, timber is restricted to relatively short spans, and has relatively deep sections required for carrying loads similar to steel structures. Thus, for crossing flat valley areas, the stream cross section at flooding is reduced. The time to fabricate the timber members is often in excess of that to obtain steel beams and concrete sections. Allegheny County is a steel producing region, but negative public opinion did not develop even though timber is not produced regionally.

CONCLUSION

In the climate of western Pennsylvania, U.S.A. and/or where deicing agents are used to control roadway conditions, timber is an economical and attractive solution to bridge deterioration. In some situations, timber has advantages over other bridge construction materials including its weight, imperviousness to deicing agents, all-weather construction, relatively low cost, and good life expectancy. It should be included in studies leading to the selection of bridge materials.

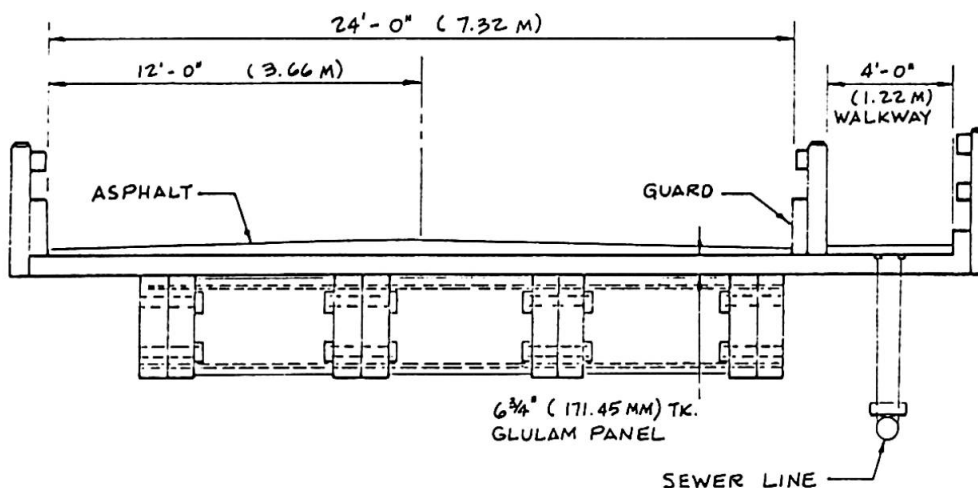
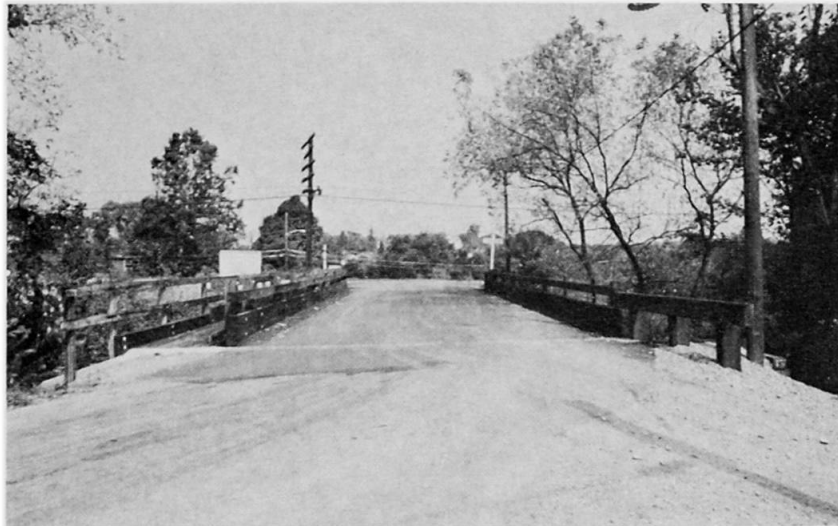


Figure 1: Case Study 2 - Cross section of glue-laminated timber replacement bridge.



Photograph 1: Case Study 1 - Bridge prior to renovation.



Photograph 2: Case Study 2 - Bridge with glue-laminated timber deck.



Photograph 3: Case Study 2 - Deteriorated steel through-girder bridge.

**IX****Wood Truss Repair by Epoxy Injection**

Réparation de fermes en bois par injection d'époxy

Sanierung von Holzfachwerken mittels Epoxyeinspritzungen

PAUL H. SANDERS

Assist. Director and Assoc. Professor
Georgia Institute of Technology
Atlanta, GA, USA

R. RICHARD AVENT

Associate Professor
Mississippi State University
Mississippi State, MI, USA

SUMMARY

This report gives the results of a research study pertaining to the repair, by epoxy injection, of damaged portions of wood roof trusses. The research consisted of feasibility studies of small laboratory specimens, full scale testing of trusses constructed of old and new lumber, a small field repair project and a large field repair project. The results of this research indicate that epoxy injection can restore nearly the original strength of damaged wood trusses, at reasonable cost.

RESUME

Les résultats de recherche sur la réparation de parties endommagées de fermes en bois, par injection d'époxy sont présentés. Des études de faisabilité sur des éprouvettes et des essais en vraie grandeur de fermes réalisées avec du bois âgé et récent ont été effectuées; des projets de réparation de petite et grande envergure ont été entrepris. Les résultats montrent l'efficacité des injections epoxy, à des prix raisonnables.

ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Bericht werden die Ergebnisse eines Forschungsprojektes über die Sanierung von Holzfachwerken mittels Epoxyeinspritzungen beschrieben. Im Zuge dieses Forschungsprojektes wurden Durchführbarkeitsstudien (Feasibilitystudien) an Laborproben, Tests an alten und neuen Holzfachwerken und Feldstudien vorgenommen. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zeigen, dass durch das kostengünstige Verfahren der Epoxyeinspritzung beschädigte Holzfachwerke fast ihre ursprüngliche Tragkraft wiedererlangen.



1. DESCRIPTION OF PROBLEM

1.1 History

During the Second World War, 1941-1945, the United States Air Force constructed many large warehouses. Because of the need for large spans (approximately 16 m) and the scarcity of steel, wood trusses were used to support the roof. Many of these warehouses, now approximately 35 years old, are still in use today. Over the years, the wood trusses have deteriorated, and periodic repairs have been made. The defects in the wood trusses were in the categories of checking, cracking, splitting and rotting. The usual methods of repair utilized were member replacement, scabbing by adding metal or wood members, and stitch bolting. Because these conventional repair methods were expensive, time-consuming and disruptive of activities beneath the repair site, the use of pressure injected epoxy was proposed because of the quickness of the method, lack of disruption of activities and the possibility of cost reduction.

Thus a multi-year research program was begun in 1972 between the U.S. Air Force, Georgia Institute of Technology and Mississippi State University. The goal of the research was to determine whether epoxy repair of wood trusses was technically and economically feasible and a viable alternative to conventional repair methods.

1.2 Types of Defects

A typical U.S. Air Force warehouse was selected for in-depth study and field repair. This building had parallel wood trusses supporting the roof. The trusses were 61 m long, continuous over four spans of 15 m each. The ends of the trusses rested on the exterior concrete block walls of the building; the three interior supports were wood columns. Truss members were connected by bolts and ring timber connectors. Truss member sizes ranged from 50 mm by 150 mm to 50 mm by 300 mm. Six categories of defect were found in the trusses:

- 1. End Splits of Members. - This was the most common defect found, typically at bolted connections of web and lower chord members, as shown in Figure 1. Approximately 50% of defects found were of this type.
- 2. End Splits of Bolted Splice Plates. - Approximately 30% of defects found were of this type, depicted in Figure 2.
- 3. Interior Longitudinal Splits. - Eighteen percent of defects found were of this type, as shown in Figure 3 (note banding repair).
- 4. Broken Members. - Less than 1% of defects were in this category.
- 5. Rotten Members. - An insignificant number of these were found, usually in areas of rain leakage.
- 6. Warped Members. - A few cases of this defect were found, with no other visible defect in the member.

It was recognized that defects nos. 5 and 6 were not repairable by epoxy injection, and initial laboratory studies concentrated on the other defects.

2. THE EPOXY-WOOD BOND

2.1 General

Although it is generally accepted that epoxy will form a bond with wood, there are many specific factors which influence the strength of the epoxy-to-wood bond. Since epoxy is not a standard material, some formulations may provide

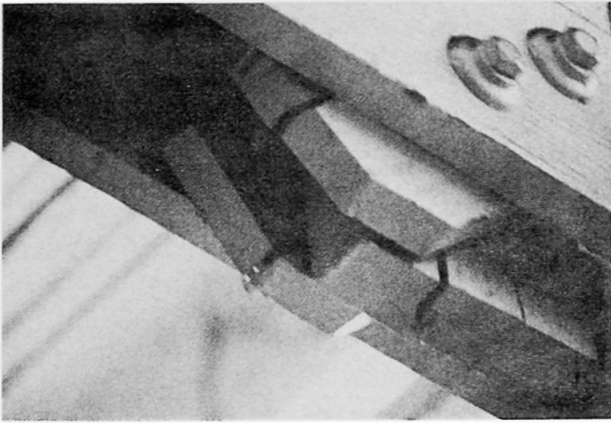


Fig. 1 - End Splits of Members

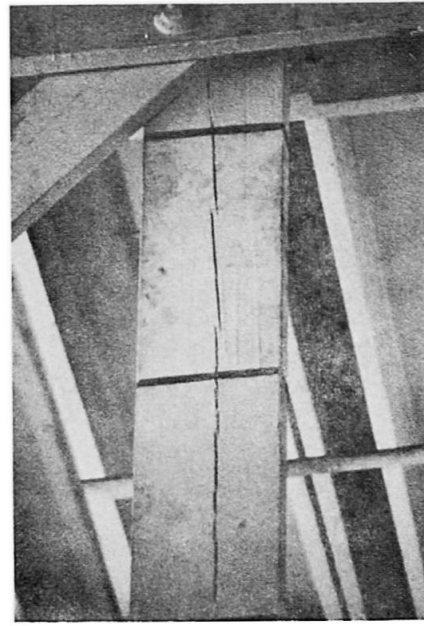


Fig. 3 - Longitudinal Split,
Interior of Member

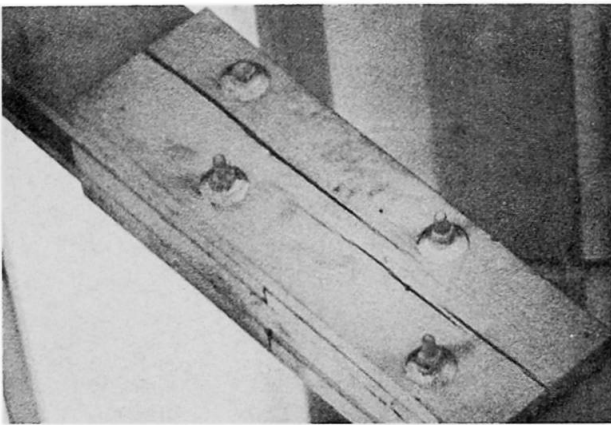


Fig. 2 - End Splits of Bolted Splice Plates

a stronger epoxy-to-wood bond than others. Also, the properties of the wood: species, surface preparation, crack width, grain direction, age and moisture content, may affect the epoxy-to-wood bond. In addition to these inherent factors, aspects of quality control also affect the epoxy-to-wood bond: proper mix proportions (epoxy is a two-part material that hardens when the parts are mixed), temperature control and surface cleanliness. Because of these many factors which influence the epoxy-to-wood bond, preliminary testing, closely duplicating field repair conditions, is always required.

2.2 Specimen and Joint Tests

The results of small specimen tests reported by AVENT, ET AL. [1] showed that an epoxy-to-wood bond of significant strength could be formed, either in tension or shear. The specimen tests, however, were not adequate to predict the behavior of approximately 98% of the defects found, most of which involved a joint where lapped wood members were connected by bolts and ring timber connectors. Therefore full-scale joint and truss tests were conducted. AVENT ET AL. [1] reported on the results of testing double-lap tension joints made up of two 50 mm by 150 mm elements and two 76 cm long splice plates. Each element was connected to the two splice plates by two 6 mm diameter bolts and four split ring timber connectors. The wood used for these tension tests was of two types: (a) No. 2

dense kiln-dried Southern Pine and (b) Southern Pine taken from a 25 year old roof truss. The test procedure was as follows:

- Apply tension force until failure
- Seal failure area with an epoxy gel
- Inject failure region with a low viscosity epoxy, filling all voids
- Apply tension force to repaired specimen until failure

The result of these tests showed a remarkable 30% to 60% increase in ultimate capacity after repair. This increase was attributed to the change in behavior of the joint due to the epoxy injection. It was observed that the epoxy not only filled up the cracks caused by the initial failure, but also filled the bolt holes and space between overlapping members. This transformed the joint from one with stress concentrations at the bolts and split ring connectors, to a rigid joint with stress evenly distributed over the cross section.

2.3 Full-Scale Truss Testing

While joint tests showed an increase in ultimate strength after epoxy repair, it was recognized that the behavior of a truss, after epoxy repair of a few damaged locations, would be different. This difference in behavior would be caused by a major portion of a truss being unmodified by epoxy injection. In order to investigate this difference, tests on wood trusses were performed. Seven trusses were tested, as reported by AVENT, EMKIN and SANDERS [2]. The first six of the seven trusses were constructed of new 50 mm thick No. 2 kiln dry Southern Pine members connected by bolts and split ring connectors. Member widths were selected so that several potential failure locations were created. The allowable short term load [3] for the trusses as designed was 41.4 kN. The seventh truss was identical to the first six except that the wood was taken from a 30 year old roof truss. The test sequence was as follows:

- Apply equal load to the four interior top panel points until failure
- For three trusses, the conventional repair technique of metal banding was used to repair the failure site, since the failures were all of the end split type similar to Figure 1. Then these three trusses were again loaded to failure.
- After initial failure for the other four trusses, and after the second failure for the first three trusses, damaged areas were repaired by the epoxy injection techniques. Twenty-four joints or members total were repaired by epoxy injection in the seven trusses. Since each truss consisted of 16 joints and 21 members, the number of repairs was realistic.
- Then the epoxy-repaired trusses were tested to failure

The results of the truss loading tests can be summarized: (1) The average ultimate load for the initial test of all seven trusses was 96.3 kN. (2) The average ultimate load for the three trusses after conventional repair was 76.8 kN. (3) The average ultimate load for all seven trusses after epoxy repair was 104.4 kN. A statistical analysis of the effect of epoxy repair showed that the probability, that the ultimate load after epoxy repair was greater than 90% of the initial test, was 0.90.

These full-scale truss tests indicated that, whereas the ultimate strength of single-joint specimens was increased by epoxy repair, the ultimate strength of trusses was restored only approximately to original level. The difference in behavior between specimens and trusses is due to the multiplicity of failure locations in the trusses as compared to specimens. The trusses were only partially repaired by epoxy, and the specimens totally. Epoxy repair locations in the trusses were selected by visual observation of damage. Other locations, which appeared relatively undamaged and not repaired, became failure sites when trusses were loaded after epoxy repair.

3.0 FIELD REPAIR PROJECTS

3.1 Small Scale Repair

In 1976, a small-scale field repair project was completed at Robins Air Force Base, Georgia; the details of this project were reported by SANDERS, EMKIN and AVENT [4]. Two 61 m long trusses were selected for repair by epoxy injection. The number of repair sites selected was 39, of which 37 were at joints or splices where more than one member was repaired by epoxy. The total number of defects repaired was 76. The total cost for this repair project was US\$4,610 (1976 dollars). The biggest problem encountered was leaking of repair sites during injection. This caused a delay for the injection crew while sealing material was prepared and placed to seal leaks.

3.2 Full-Scale Repair Project

Because of the favorable result of the small-scale repair project, U.S. Air Force engineers decided to contract for a large repair project at Robins Air Force Base in 1977. Engineering personnel visually inspected roof trusses in five warehouse buildings and identified 695 locations, mostly joints, which were to be repaired by epoxy injection. The low bid for this project was US\$87,100, or US\$125 per injection site (as compared to US\$118 per injection site for the small-scale repair project). The full-scale repair project was successfully completed over a four month period during the winter of 1977-78. Details of the project were reported by AVENT, SANDERS and EMKIN [5].

4.0 ECONOMIC COMPARISON WITH CONVENTIONAL REPAIR COSTS

After the successful repair projects, data on conventional repair costs were gathered from U.S. Air Force bases in the 48 states. The average 1976 cost of replacing a single wood truss member was US\$279 for a web member, and US\$310 for a chord member. In order to properly compare costs, the following must be considered: (1) member replacement repairs both ends of that member only, and (2) Epoxy injection repairs all members meeting at that repair site, but does not affect the other ends of these members. Thus, if both ends of a single member are damaged, replacement would cost approx. US\$300, and epoxy injection would cost approx. US\$250. However if, as was often the case, two or three members at a joint were damaged, and their other ends undamaged, replacement would cost US\$600-900, and epoxy injection would cost only US\$125.

5.0 QUALITY CONTROL

Quality control concepts and procedures are of much greater importance in epoxy repair projects than they are in conventional repair or construction projects. The two main reasons for this are:

- Epoxy is a complex chemical which must be mixed in exact proportions and applied under proper conditions.
- Injection is a "blind" process, the completeness of which can only be inferred by monitoring leakage from neighboring injection ports and observing the amount injected.

Failure to maintain quality control can result in improperly or partially injected repair sites that are difficult and very expensive to repair. For example, a partially injected site discovered after curing of the epoxy will usually not be re-injectable and will, if seriously deficient, require extensive



conventional repair. A completely injected site with non-curing epoxy adds no strength to the structure and, since it cannot be reinjected, must be conventionally repaired.

6.0 CONCLUSIONS

During periods of a scarcity of steel, when the use of steel, a non-renewable resource, may be undesirable, wood may be increasingly used for truss members. Current practice is to join the wood members by steel bolts and split rings. This however, creates stress concentrations which ultimately cause cracks and splits. The useful economic life of wood trusses can be lengthened by periodic epoxy injection of damaged sites. The epoxy injection process has been found to be economically and technically feasible in the multi-year research and development project described herein.

7.0 REFERENCES

- [1] AVENT, R. R., EMKIN, L. Z., HOWARD, R. H., and CHAPMAN, C. L., "Epoxy-Repaired Bolted Timber Connections," Journal of the Structural Division, American Society of Civil Engineers (ASCE), Vol. 102, April 1976.
- [2] AVENT, R. R., EMKIN, L. Z. and SANDERS, P. H., "Behavior of Epoxy Repaired Full-Scale Timber Trusses," Journal of the Structural Division, A.S.C.E., Vol. 104, June 1978.
- [3] Timber Construction Manual, American Institute of Timber Construction, 2nd Ed., John Wiley and Sons, Inc., New York, N.Y., 1974, pp. 2-33.
- [4] SANDERS, P. H., EMKIN, L. Z., and AVENT, R. R., "Epoxy Repair of Timber Roof Trusses," Journal of the Construction Division, A.S.C.E., Vol. 104, September 1978.
- [5] AVENT, R. R., SANDERS, P. H., and EMKIN, L. Z., "Structural Repair of Heavy Timber with Epoxy," Forest Products Journal, Vol. 29, No. 3, March, 1979.

IX**Galata Tower Restoration Project**

Le projet de restauration de la tour de Galata

Die Restaurierung des Galata-Turms

ERSIN ARIOĞLU

Dipl. Ing.

Yapı Merkezi-Çamlıca

Istanbul, Turkey

KÖKSAL ANADOL

Dipl. Arch.

Yapı Merkezi-Çamlıca

Istanbul, Turkey

SUMMARY

Engineering problems encountered in the adaptation of historical constructions for new needs are generally more challenging than the problems faced in new constructions. In the article, problems whose solutions require a considerable amount of engineering intuition and judgement are discussed, and the 1500 year old historical Galata Tower's restoration project is presented.

RESUME

Les problèmes rencontrés dans l'adaptation de constructions historiques à de nouvelles fonctions, sont différents de ceux d'une nouvelle construction. L'article décrit ces problèmes nécessitant un large synthèse des connaissances du génie civil, et présente le projet de restauration de la tour de Galata, une construction de quinze siècles.

ZUSAMMENFASSUNG

Die technischen Probleme, die bei der Umarbeitung von historischen Bauten auftauchen, sind anders als die der Neubauten. In diesem Artikel werden die Probleme, für deren Lösung sehr grosse technische Kenntnisse und Synthesen erforderlich sind, erörtert und der Entwurf zur Konsolidation und Restaurierung des Galata Turms, der etwa 1500 Jahre alt ist, erläutert.



1. INTRODUCTION

In conserving historical buildings for new uses, there are two approaches :

- I. Authentic conservation (using similar materials and technology)
 - a) for same functions, b) for similar functions ,
- II. Conservation for new functions (using new materials, and technologies).

Problems faced in adaptation for new needs can be discussed in 3 stages.

2. PROBLEMS RELATED TO DECISIONS

The owner has determined the new functions. He has asked the engineer to realize these functions. Can the structure stand the loads imposed by the new functions? How will the equilibrium of the structure be affected by the new measures? A positive decision cannot be reached without answering these questions. Time has depreciated the structure and all the damages cannot be readily detected. Therefore, the structure must be surveyed with special care. Also, the technology of the period it was built and the restorations it has undergone in its life-span must be meticulously evaluated.

If a structure has been able to stand for centuries, it deserves a certain amount of (careful) trust. Also, historical buildings contain a reserve structural strength due to their being dimensioned by intuition-experience based empirical construction methods. This reserve capacity may be determined by modern analysis techniques. Generally, such a reserve load bearing capacity enables additional loads to be imposed on the structure.

3. PROBLEMS RELATED TO THE BASIC STRENGTHENING PROPOSALS AND PRINCIPLES

After the engineer has given a positive answer to whether the structure can be loaded for new needs, he has to determine the basic proposals and principles on how the strengthening and adaptation measures be shaped. The engineer has 4 types of responsibilities at this point.

Historical : The structure's shape has evolved throughout the history. People would want to see the structure as they are used to, or as they are ready to accept. Thus, the proposals should fit with the historical evolution of the structure.

Social : The society would like to convey a message of its culture to the future generations. The structural intervention has to be a reflection of today's civilization.

Structural : The structure has stood up for a long time. The renovation has to guarantee a still longer life than without it.

Personel : The historical structure is in a way changing its character during the adaptation. The engineer who can identify his position throughout the history must be able to convey a message to the structure from himself.

4. PROBLEMS RELATED TO DESIGN DETAILS AND CALCULATIONS

In general, strengthening and repair projects show an organic development and sometimes the designwork may only be completed when the construction work is over. As the construction proceeds new conditions may come up and new ideas may develop. The details can sometimes be changed several times. Nevertheless, the basic proposals and principles determined in the beginning of the project must not be changed. If such a change is required, it may be more suitable to stop the project and ask another engineer to examine the situation. The statical calculations of strengthening projects are only useful to select the right direction. Usually, it is difficult to explain the created constructive measures and details by statical calculations. These are only the materialized illustrations of engineering feelings.

5. GALATA TOWER RESTORATION PROJECT

The 15 century-old historical Galata Tower's restoration, adaptation, and strengthening project which has been realized by the authors is a typical example of a conservation for new functions. The designwork has been completed in 1964-1965, and the tower has been put to service in 1967.

5.1. Brief Historical Summary of Galata Tower

It is not clearly known when the Galata Tower, situated on one of the most strategic locations in Istanbul, was built. According to historical records, Galata Tower has been constructed by the Eastern Roman Empire around 500 A.C. However, it is known that the Genoese after settling in Galata has partially torn down the tower and rebuilt it within the dimensions of its present structural walls. Some of the views and the changes the tower went through in history are shown in table 1.

5.2. The New Functions of the Tower and its Condition in 1965

The Municipality of Istanbul, the Owner, has decided to use the empty and abandoned tower as a tourism complex. The new functions given to the tower are shown in Table 3. A careful survey study was conducted on the tower in 1965. Based on the observations, surveys, and analyses, the following decisions were reached.

- o The cracks on the main structural walls are in-active, they can be repaired and will not be affected by additional loadings.
- o The structural walls and foundations have reserve capacity for a 20% load increase.
- o Increasing the tower's height and weight will increase its dynamic stability and will not affect its overturning safety.
- o The measures to be taken can increase the expected life of the structure.

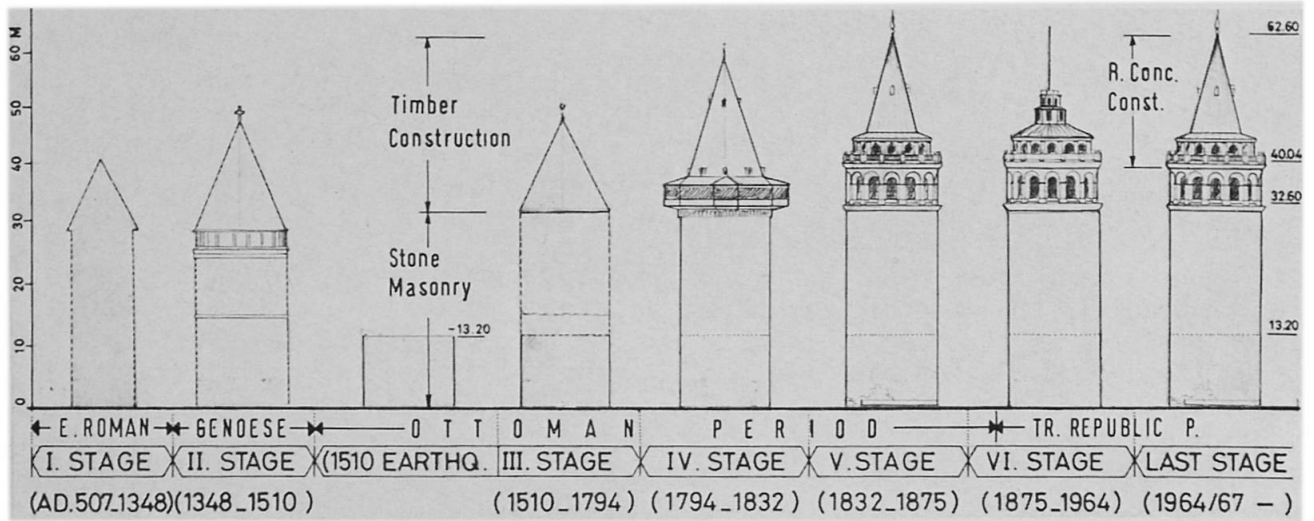
5.3. Main Proposals and Principles of the Restoration

- o For realizing the new functions, the existing wooden floors must be torn down and reinforced concrete floors at the same elevations must be built.
- o The 1832 silhouette of the tower must be obtained with a conic reinforced concrete roof.
- o The structural walls of the tower should not be externally intervened.
- o The first 4 floors to be rebuilt must be able to convey their loads to the ground inside the tower independent of the tower's structure.
- o Upon the niche on the 20.80m elevation, the loads of three floors (including the two floors over that level) can be beared.
- o The stone walls over the 40.04m elevation must be surveyed, then torn down to be restored after the conic roof is built.
- o The conic roof must bear its load on the tower's structural walls at the 40.04m elevation.
- o At the 20.80, 32.60, 40.04m elevations precautions must be taken to secure the floors to the structural walls.
- o The internal equilibrium of the foundation walls must be minimally effected.

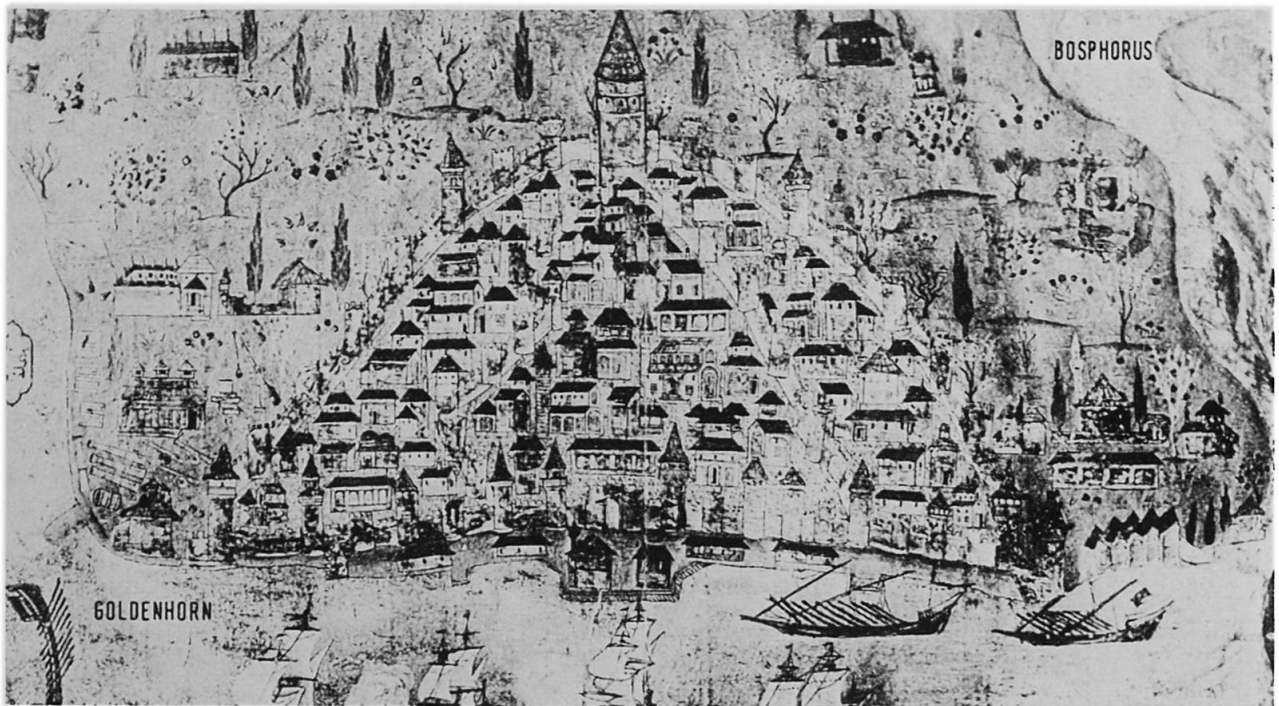
The design proposals listed above have been preserved to the end, and the renovation has been accordingly realized. The critical details and strengthening principles are shown in Table 2. Table 3 illustrates the view after the restoration is completed.

REFERENCES

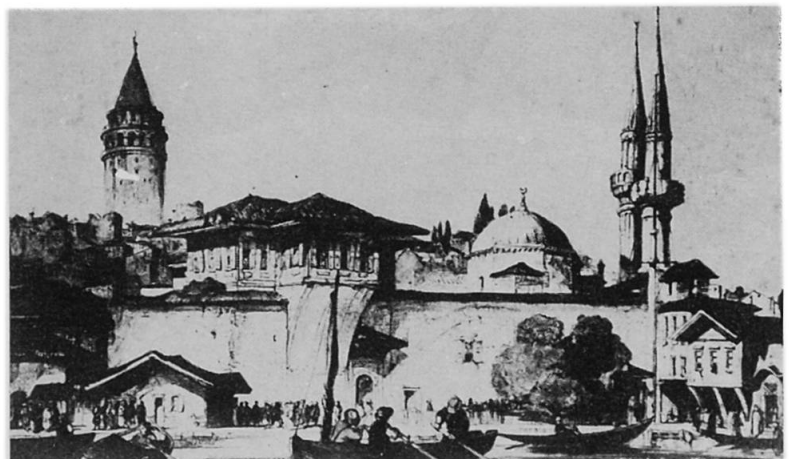
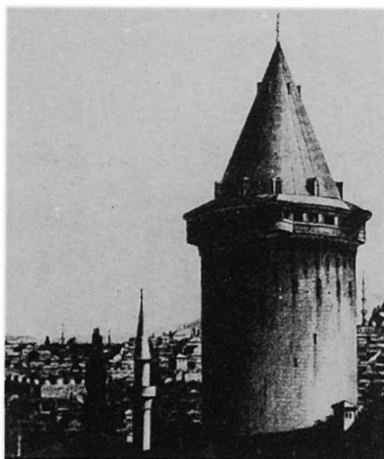
1. EYİCE, S. "Galata ve Kulesi" (Galata and Its Tower), 1973
Türkiye Turing ve Otomobil Kurumu - İstanbul/Türkiye
2. ANADOL, K. "Galata Kulesi" Mimarlık Dergisi 1979/1,
ARIOĞLU, E. Ankara - Türkiye



THE STAGES OF EVOLUTION OF THE TOWER'S SHAPE

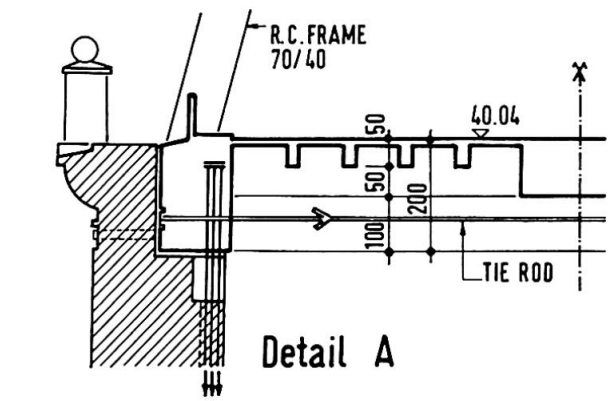


AN EXTRACT FROM THE ENGRAVING OF M.NASUHI EF. IN 1535 SHOWING GALATA AND ITS TOWER

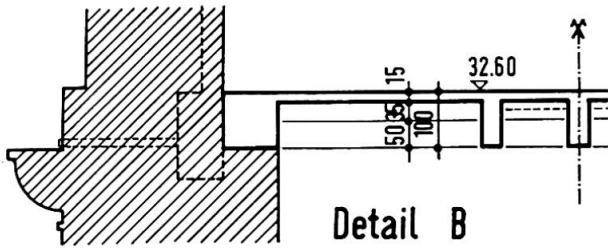


HISTORICAL VIEWS OF THE TOWER DRAWN BY A. IGNAZ MELLING IN 1800 (IV. STAGE_LEFT) AND J.F. LEWIS IN 1836(V.STAGE_RIGHT)

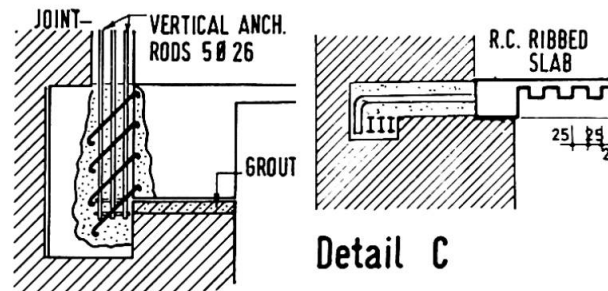
TABLE 1_ GALATA TOWER IN THE HISTORICAL PERSPECTIVE



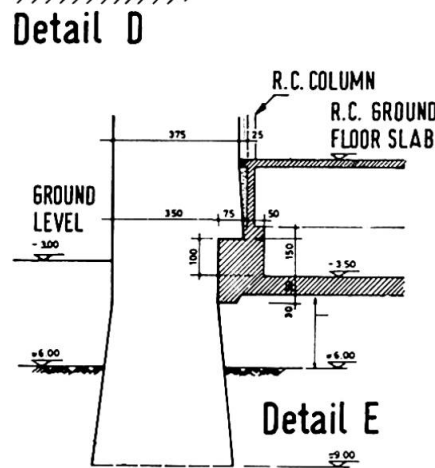
Detail A



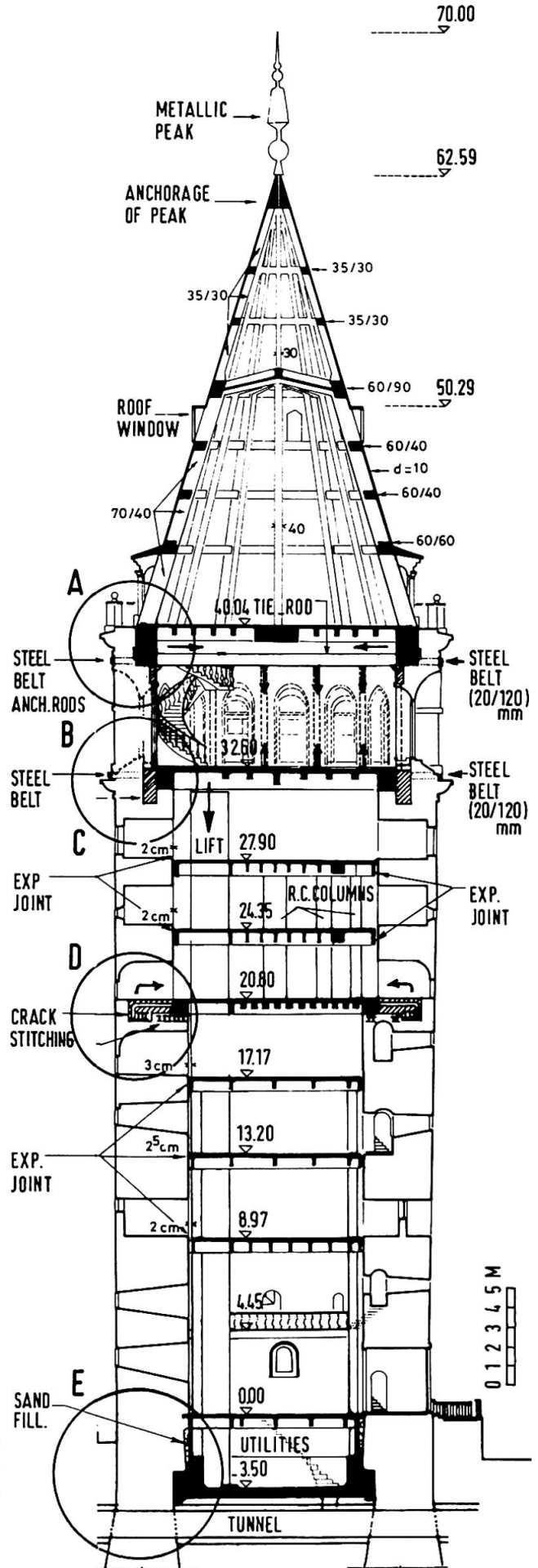
Detail B



Detail C



Detail E

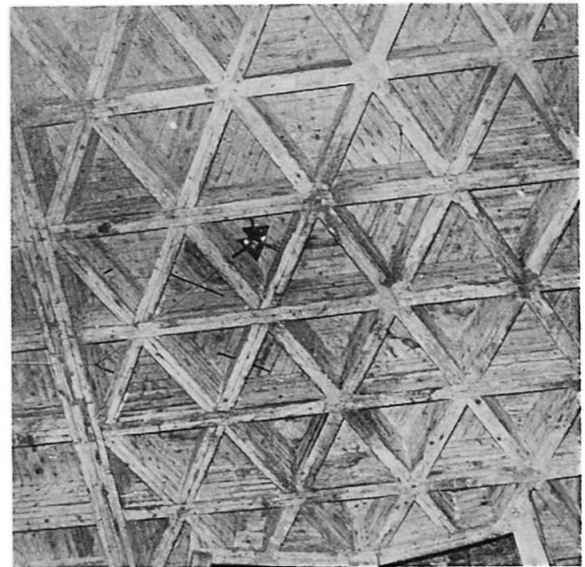
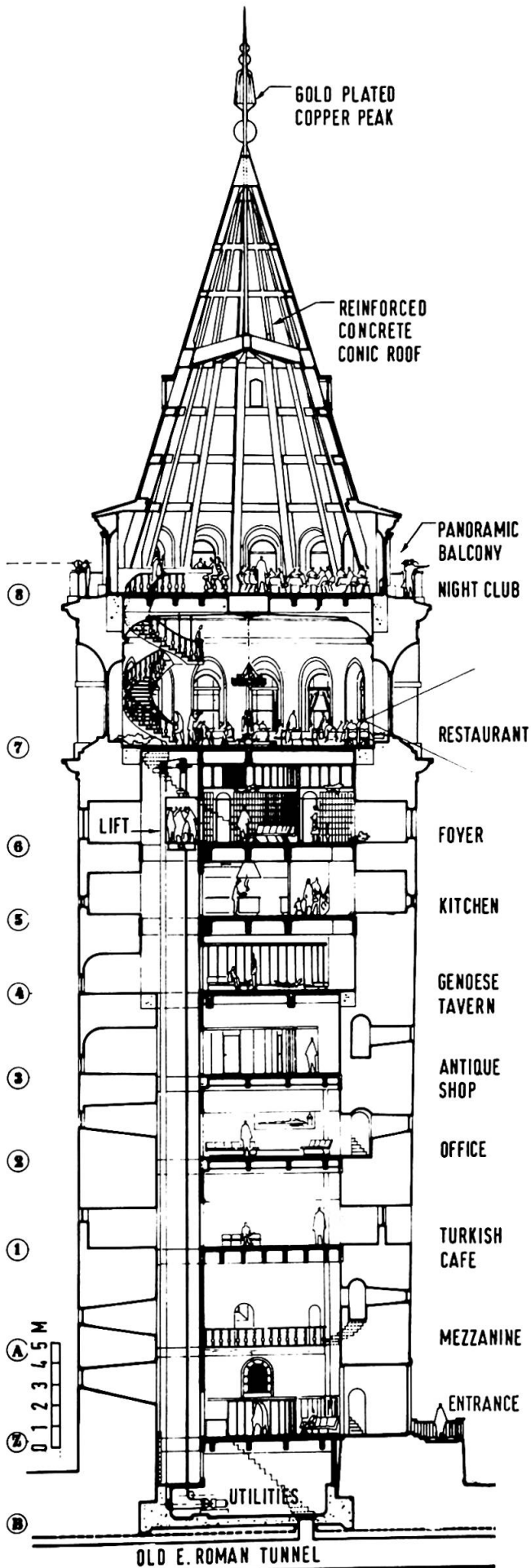


BRIEF INFORMATION

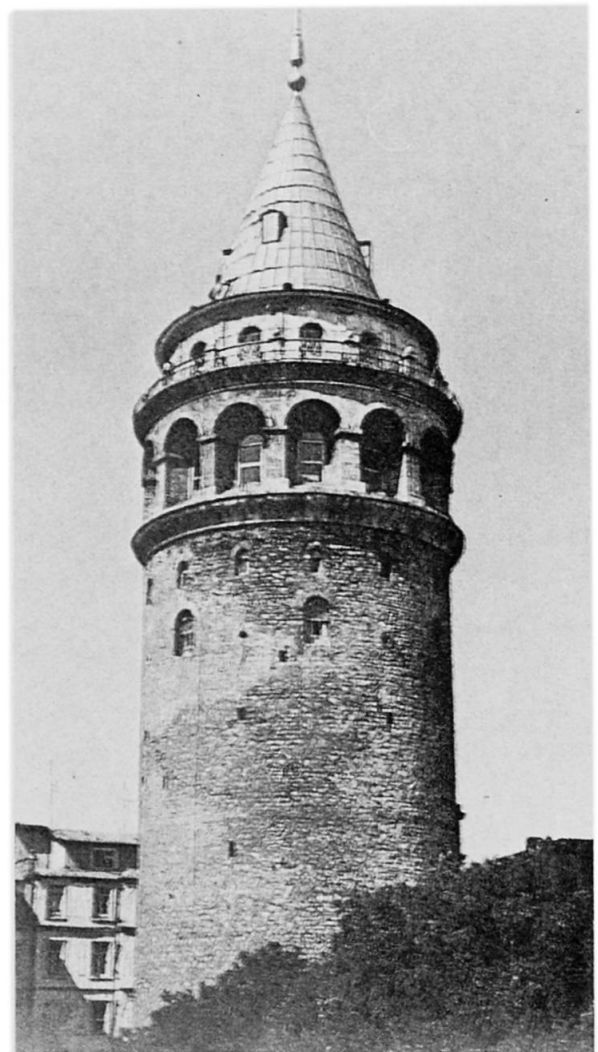
Owner : Municipality of Istanbul
 Design Consultant : Yapı Merkezi - Istanbul
 Contractor : Yapıtaş Ltd - Istanbul

	Before Resto.	After Resto.	
Σ Weight of building	1.00×10^5	1.12×10^5	kN
σ_{s0} Max. soil stress	0.48	0.54	MPa
σ_w Max. wall stress (vert. load)	0.79	0.89	MPa
σ_w Max. wall stress (with horiz. load)	-	1.47	MPa
T_0 Fundamental period	~ 0.25	~ 0.45	sec
δ Max displacement at top	-	5.5	mm

TABLE 2 - TYPICAL STRENGTHENING AND RESTORATION DETAILS

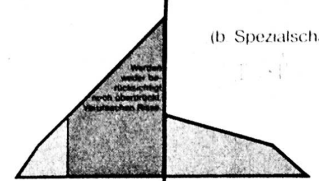



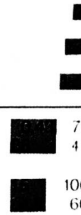
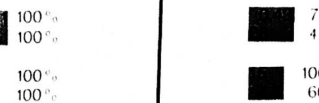
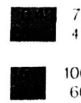


ENTRANCE HALL R.C. CEILING



ARCHITECTURAL VERTICAL SECTION (LEFT)
EXTERIOR VIEW OF TOWER (ABOVE)

TABLE 3 - GALATA TOWER AFTER RESTORATION

VIADUCT GmbH für Brücken Bau-System Schreck Postfach 1548 D-7050 Walingen Tel. (0 71 51) 5 16 5 0 (0 89) 4 01 42 21		Verhalten von Tragwerken aus Spannbeton (Brücken Kl. 60 – DIN 1072)									
Statisches System →		Stat. unbestimmt	Stat. bestimmt								
Lastfälle		Am Beispiel: Durchlaufträger mit Hohlkastenquerschnitt herkömmlich gelagert	Am Beispiel: Einfeldträger mit Plattenquerschnitt allseitig elastisch gelagert								
Im Bauzustand	<ul style="list-style-type: none"> 1.0 Temperaturdifferenzen zwischen oben und unten (jeweils 20 °C) 1.1 Aus Abbinde Wärme des Betons 1.2 Aus Sonnenbestrahlung des Tragwerks 	Auftretende max. Betonspannungen (kg/cm ²) die mit Spannkraft überdruckt werden 	(b. Spezialechalung) 0 0 0 165 60								
Im Gebrauchszustand	<ul style="list-style-type: none"> 2.0 Eigengewicht (in Feldmitte) 3.0 Verkehrslast (in Feldmitte) 										
Wertung	<ul style="list-style-type: none"> 1. Erforderliche Spannkraft in t 2. Max. Betondruckspannungen (kg/cm²) 3. Max. Schiefe Hauptzugspannungen (kg/cm²) 4. Spannungsverhältnis: Gebrauchslast / Summe der Temperaturbeanspruchung 	2800 8000 2800   									
	<ul style="list-style-type: none"> 1. Baustoffbedarf a. Beispiel: <table border="1" style="display: inline-table; vertical-align: middle;"> <tr> <td>Beton B 45</td> <td>m³/m</td> </tr> <tr> <td>Beton-Stahl ST 420/500</td> <td>kg/m²</td> </tr> <tr> <td>Spannstahl ST 1600/1800</td> <td>langs kg/m²</td> </tr> <tr> <td></td> <td>quer kg/m²</td> </tr> </table> 	Beton B 45	m ³ /m	Beton-Stahl ST 420/500	kg/m ²	Spannstahl ST 1600/1800	langs kg/m ²		quer kg/m ²		
	Beton B 45	m ³ /m									
Beton-Stahl ST 420/500	kg/m ²										
Spannstahl ST 1600/1800	langs kg/m ²										
	quer kg/m ²										
<ul style="list-style-type: none"> 1. Risse an Koppelfugen in % aller Spannbetonbrücken 2. Sanierungsbedürftig (Risse > 0.2 mm) 3. Verstärkung erforderlich 	68 34 12	0 0 0									

VERHALTEN VON TRAGWERKEN AUS SPANNBETON

AUSWIRKUNG DER LASTFÄLLE AUF STATISCH BESTIMMTE UND UNBESTIMMTE SYSTEME AUS DEM BAUSTOFF SPANNBETON

Verfasser: VIADUCT GMBH für Brücken, Dipl.Ing.e Schreck und Buck

Bei der Diskussion mit dem Publikum zeigte sich, daß die Auswirkungen der Temperaturdifferenzen auf Tragwerke aus Spannbeton bisher kaum beachtet wurden, da besonders deutsche Vorschriften diese Lastfälle nur in geringem Maße oder überhaupt nicht berücksichtigen.

Die auf dem Poster dargestellten Spannungswerte aus Temperaturdifferenzen infolge Abbindewärme und Sonnenbestrahlung sind dem Aufsatz "Der Spannbeton und seine erfindungsgemäße Anwendung", Schreck, die Bautechnik, Heft 1/1980, entnommen.

Als Beispiel für ein statisch unbestimmtes System wurde ein durchlaufender Hohlkasten über viele gleiche Felder mit 45,0 m Spannweite angenommen. Der Querschnitt hat bei 15,0 m Gesamtbrückenbreite und 2,80 m Konstruktionsbauhöhe eine Fläche von 8,00 m². Die Querschnittsschwerachse liegt 2/3 h über UK Längsträger.

Für die Lastfälle 1.1 und 1.2 wurden $t=20^{\circ}\text{C}$ angenommen. Die Spannungen aus Eigengewicht und Verkehr wurden entsprechend DIN 1072, Brückenklasse 60, in der Mitte eines Innenfeldes ermittelt.

Lastfall	(Spannungen in kg/cm ²)	σ_u	σ_o
Abbindewärme + Sonnenbestrahlung	$2 t =$	100	-50
Zentrische Spannkraft f. $2t:V_t=1000 \times 8,0$	$=$	-100	-100
	$2 t + V_t =$	0	-150
inf. Eigengew., Vorsp., Kriechen u. Schwinden ($M_v + p = -M_o$); $V=2800$ t (6% Reib. 12% Kriechv.) aus Verkehr p (DIN 1072, RI:60)		-29	-29
		35	-17,5
	$g+v+p$	6	-46,5
	$g+v+p+2t+v$	6	-196,5

Bei B 45 beträgt die zul. Betondruckspannung 160 kg/cm²; sie wird im gezeigten Fall um rd. 23% überschritten.

Bei Einfeld - Tragsystemen sind die Temperaturspannungen aus Sonnenbestrahlung = 0, wenn linearer Temperaturverlauf auf Querschnittshöhe angenommen wird. Verwendet man eine Herstellungsmethode, bei der die ungleich verteilte Abbindewärme ausgeschaltet wird, dann ist rissefreier Spannbeton möglich.

Im Abschnitt "Wertung" des Posters unterstreicht der Massenvergleich die Wirtschaftlichkeit des statisch bestimmten Einfeldträgers beim Baustoff Spannbeton. Die Spannstaahlmenge für 8000 t Spannkraft zum Überdrücken der Wärmezugspannungen wurde dabei noch nicht einmal berücksichtigt.

Die Schäden an Spannbetonbrücken mit statisch unbestimmten Systemen, wie sie von der Bundesanstalt f. d. Straßenwesen in der Zeitschrift "Straße und Autobahn", Heft 12/79 (H. Pfohl) und 10/79 (F. Standfuß) veröffentlicht wurden, können daher nicht überraschen. Viele Besucher waren erstaunt über die Größenordnung der Spannungen aus den Temperaturlastfällen. Besonders Interesse zeigten Kollegen, die als Lehrer das Wissen über den Baustoff Spannbeton an Studenten weitergeben. Zahlreiche Bestellungen des Posters unterstreifen dieses Interesse eindrucksvoll.