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

Band: 9 (1972)

Rubrik: Theme VI: Experimental study of the behaviour of structures under loads

Nutzungsbedingungen

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

Conditions d'utilisation

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

Terms of use

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

Download PDF: 02.10.2025

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

VI

Etudes expérimentales du comportement des ouvrages sous les sollicitations

Experimentelle Studien über das Verhalten der Bauwerke unter Belastung

Experimental Study of the Behaviour of Structures under Loads

VI a

Contrôle des ouvrages existants

Kontrolle bestehender Bauten

Checking of Actual Structures

Leere Seite
Blank page
Page vide

DISCUSSION LIBRE • FREIE DISKUSSION • FREE DISCUSSION

Note concernant les effets dynamiques dans les ponts-rails

Bemerkungen über die dynamischen Wirkungen an Eisenbahnbrücken

Remarks on the Dynamic Actions on Railway Bridges

F. PANCHAUD
Prof., Ingénieur Conseil
Lausanne
Suisse

Il y a quelques années, l'Union Internationale des Chemins de fer a chargé l'une de ses commissions d'étudier les effets dynamiques sur les ponts-rails, en particulier dans l'éventualité d'une augmentation des vitesses à 200-250 km/heure. Les conclusions de ces recherches sur le plan pratique ont été déposées; qu'il nous soit permis de les résumer ici, pour l'information de chacun :

1. Bien que l'effet dynamique $\varphi = \Delta\sigma : \sigma_{\text{statique}}$ dépende de nombreux paramètres tels que la portée, la masse et la rigidité des ponts, la vitesse des convois, l'élasticité des supports de voie et le mode de suspension des véhicules, pour les poutres maîtresses on peut pratiquement caractériser cet effet dynamique pour un seul paramètre sans dimensions

$$K = v : 2lf$$

où v = vitesse du convoi en m/s.
l = portée du pont en m.
f = fréquence d'oscillation fondamentale du pont chargé en Hertz

$$f \cong \frac{5{,}6}{\sqrt{\delta_{cm}}}$$ où δ = flèche totale du pont chargé

L'effet dynamique φ est alors donné par la formule :

$$\varphi = C \frac{K}{1 - K + K^2}$$

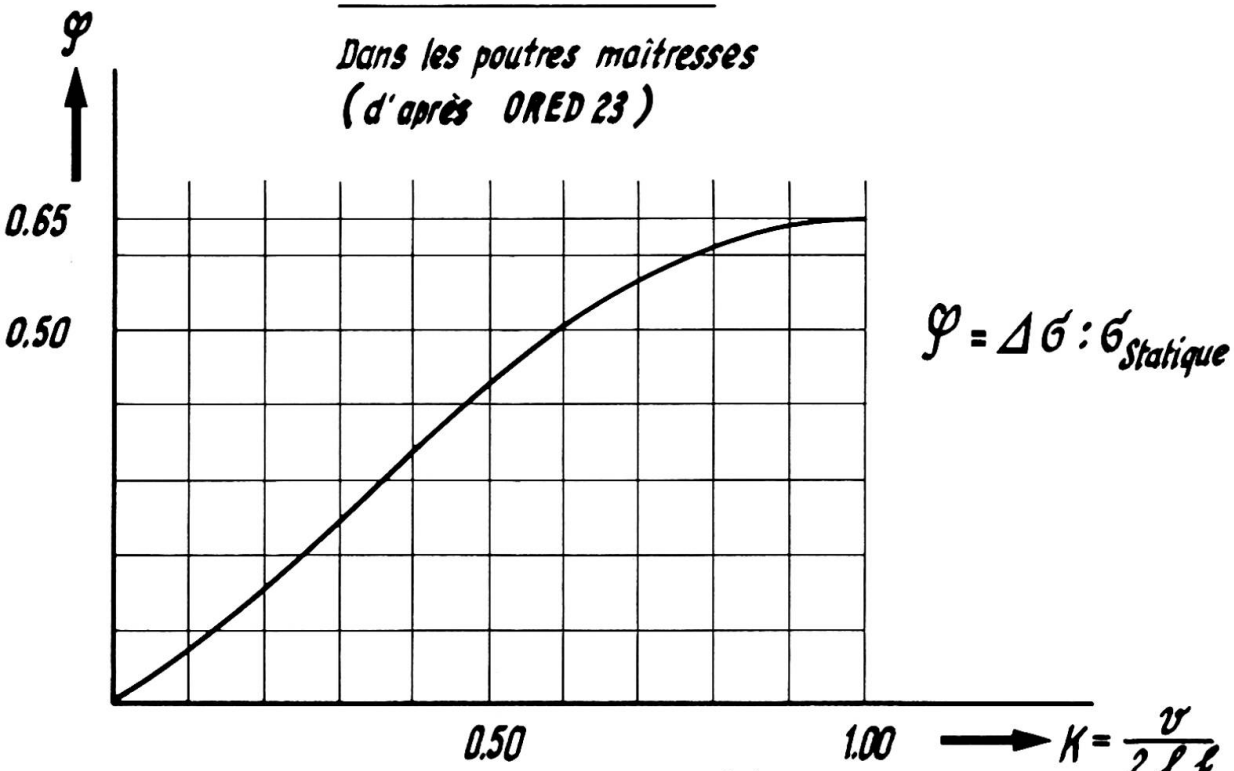
La valeur de C pour les quelques 50 ponts auscultés peut être admise à 0,65, d'après l'analyse statistique.

2. Pour des éléments du tablier, dalles longerons et entretoises, il est difficile d'introduire un paramètre caractéristique et la valeur de φ découlant des nombreux essais a un caractère purement statistique à cause de l'interférence des effets de même importance des paramètres secondaires, qui masque le phénomène principal

$$\varphi = 0{,}0033 \cdot V_{km/h}$$

EFFETS DYNAMIQUES

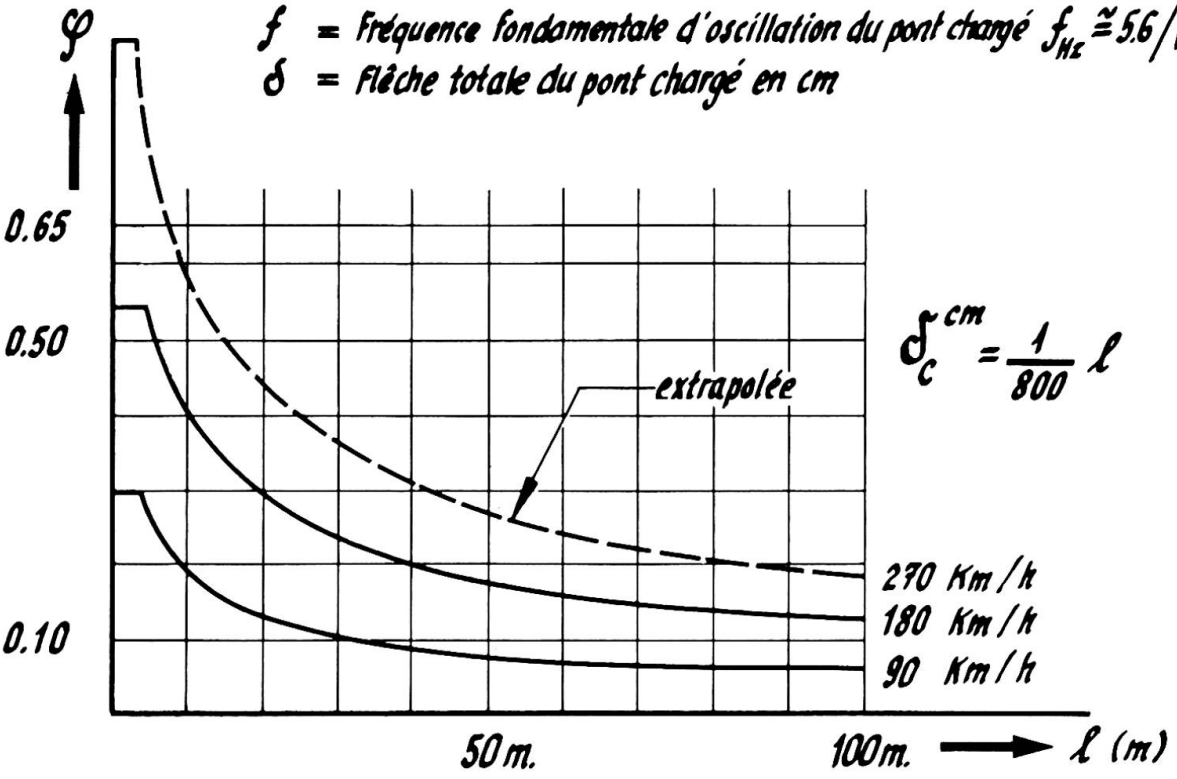
Dans les poutres maîtresses
(d'après ORED 23)



POUTRE MAITRESSE
$\varphi = 0.65 \frac{K}{1 - K + K^2}$

ÉLÉMENTS DU TABLIER
$\varphi = 0,0033\ V\ (km/h)$

V = Vitesse du convoi en km/h
v = Vitesse du convoi en m/sec
l = Portée du pont en m
f = Fréquence fondamentale d'oscillation du pont chargé $f_{Hz} \cong 5.6 / \sqrt{\delta_{cm}}$
δ = Flèche totale du pont chargé en cm



3. Les essais sur modèle ont montré que pour un véhicule donné circulant sur un pont connu dans le détail de sa superstructure, le mode oscillatoire résultant de conditions initiales identiques, se répétait dans ses moindres détails. Cela nous a autorisé à penser que l'analyse mathématique était applicable : ce qui a été fait pour le pont modèle.

Cependant, dans la réalité, ce calcul perd une partie de son intérêt pour un ouvrage quelconque, car on connaît d'une façon trop imparfaite les valeurs statistiques des coefficients à introduire dans le calcul pour tenir compte des influences secondaires souvent aléatoires. On a dû, en vue de la pratique, introduire le coefficient statistique global C indiqué plus haut.

4. On a intérêt à construire des ponts dont la fréquence d'oscillation est élevée.

5. Les résonnances dues aux traverses ne sont pas négligeables.

RESUME

Les effets dynamiques, dans les poutres maîtresses sur les ponts de chemins de fer, peuvent être évalués en partant d'un calcul sans dimensions, en faisant intervenir la vitesse, la portée et la fréquence d'oscillation du pont. L'effet dynamique dans les poutres maîtresses peut alors être évalué par une formule relativement simple. Pour les éléments du tablier, l'effet dynamique est ramené à une formule statistique, étant donné la complexité des interférences des effets secondaires.

ZUSAMMENFASSUNG

Die dynamischen Einwirkungen in den Hauptträgern von Eisenbahnbrücken lassen sich abschätzen, indem man von einer dimensionslosen Berechnung ausgeht und dabei die Spannweite, die Geschwindigkeit und die Schwingungsfrequenz der Brücke berücksichtigt. Die dynamische Wirkung in den Hauptträgern lässt sich dann mittels einer verhältnismässig einfachen Formel abschätzen. Für die Fahrbahnelemente wird die dynamische Wirkung angesichts der Komplexität der Interferenzen der Sekundärwirkungen auf eine statistische Formel zurückgeführt.

SUMMARY

The dynamic actions in the main girders of railway bridges can be determined by a dimensionless calculation on the basis of speed, span and number of frequencies of the bridge. The dynamic influence on the main girders can be realized by a relatively simple formula. For the plate elements the dynamic action can be reduced to a statistic formula considering the complexity of the interferences of secondary effects.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Die neue Savabrücke in Beograd — Konstruktion und Messungen an der fertiggestellten Brücke

The New Save Bridge at Beograd — Construction and Measurements on the Finished Bridge

Le nouveau pont sur la Save à Beograd — Construction et mesures au pont terminé

MILAN DJURIĆ
Prof., Dr. sc. techn.
Universität Beograd
Jugoslawien

Es wird hier die neue Savabrücke in Beograd, die so genannte "Gazelle", welche am Ende des Jahres 1970 fertiggestellt wurde und dem Verkehr übergeben, kurz dargestellt und gleichzeitig werden einige Ergebnisse der Messungen bei den Probenbelastungen dieser Brücke, die unlängst ausgewertet sind, beschrieben.

Das statische System der Brücke ist ein flacher eingespannter Rahmen von 332 m Systemlänge, Bild 2. Der Träger wird im Abstand von 63,028 m von den Endsäulen auf die schrägen Stäbe, welche mit der Horizontale einen Winkel von annäherend 29° schliessen, gestützt. An den Inundationen, bei der Rahmenverlängerung, wurden zwei einfache Balken zu je 66,80 m Spannweite als Verbindung der Hauptkonstruktion der Brücke mit den Zufahrten aus Beton angewandt.

Die Gesamtbreite der Brücke beträgt 27,50 m, wovon 2 x 10 m Fahrbahn, 1,5 m mitleres Teilband, und 2 x 3 m Gehwege mit Schrammborden einnehmen. Der Querschnitt ist auf dem Bilde 2 dargestellt. Derselbe besteht aus der orthotropen Fahrbahnplatte und aus zwei Kasten von 3,90 m Breite und einer veränderlichen Höhe von 7,50 m bei den schrägen Stäben bis 3,60 m in der Mitte der Brücke, bzw. bis 3,00 m an den Brückenenden. Die Gränzen, in welchen sich die Abmessungen der einzelnen Elemente befinden, sind auf dem Bilde angegeben.

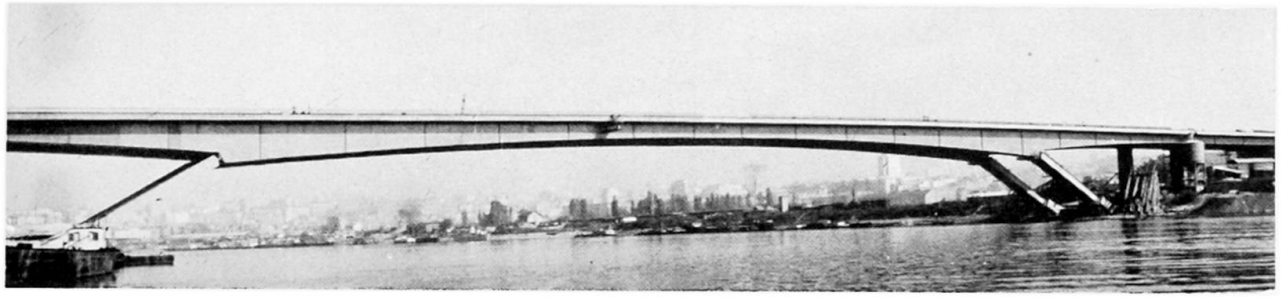


Bild 1. "Die Gazelle"

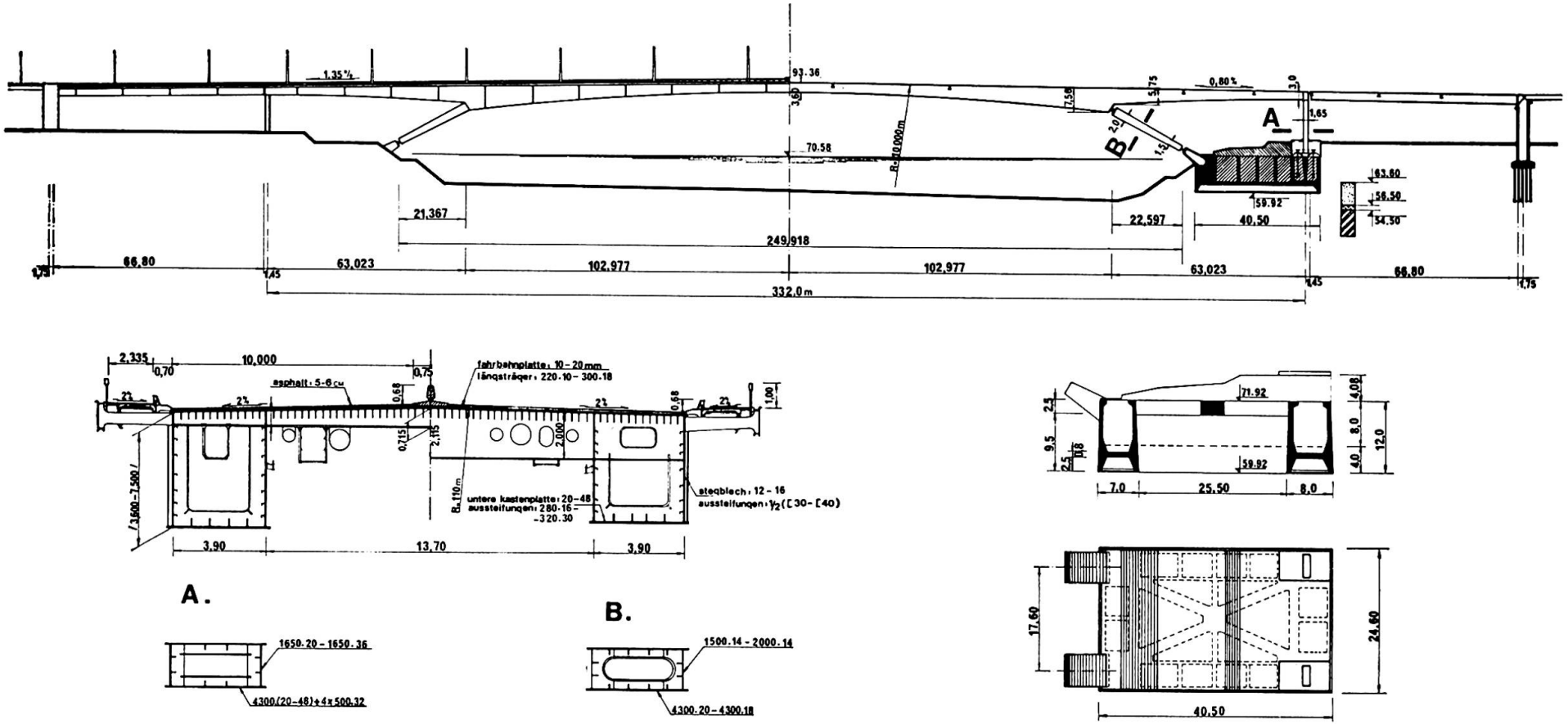


Bild 2. Die Aussicht, der Längsschnitt und die Querschnitte der Stahlkonstruktion und der Grundriss mit den Längsschnitt des Senkkastens der Brücke

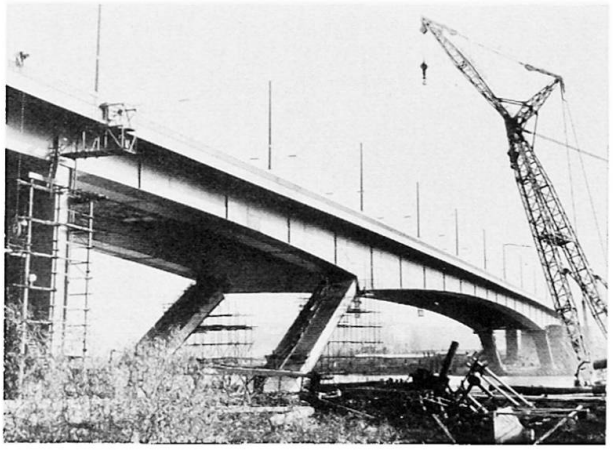


Bild 3 und Bild 4. Die Montage der Brücke

Um die grossen horizontalen Bewegungen des Trägers zu verhindern, wurden die Endsäulen in die Widerlager eingespannt. So entstanden Rahmen mit nur 15,30 m Systemhöhe. Es ist klar dass ein so flacher Rahmen grosse Einspannungsmomente hat und kräftige Anker verlangt. Dieselben sind auf jedem von den vier Säulen durch 2 x6 Lamellen 470.60 mm verwirklicht.

Das Gesamtgewicht des Stahls, zum Teil St 37 und zum Teil St 52, der Hauptöffnung allein beträgt 4949 t, bzw. 0,527 t/m^2, und der Haupt- und Seitenöffnungen /einfache Balken/ gemeinsam beträgt 6049 t, bzw. 0,466 t/m^2 des Brückengrundrisses.

Die Montage der Konstruktion wurde am mittleren Teil im Freivorbausystem, von den Stützen an beiden Seiten gleichlaufend zur Strommitte hin, ausgeführt mittels eines Schwimmkrans bis zur Tragfähigkeit von 100 Tonnen.

Die lotrechten und die schrägen Stäbe der Hauptöffnung wurden auf gemeinsame Widerlager gestützt. Um dem kostspieligen Senkkasten aushub auf einer Grundfläche von 1000 m^2 vorzubeugen, wurde das Widerlager derart ausgeführt, dass es im Grundriss die Form eines geschlossenen Rahmens aufweist, dessen äussere Abmessungen 40,5x24,6 m, die inneren jedoch 25,5x10,6 m, betragen.

In die Widerlager wurden etwa 9200 m^3 Stahlbeton, 13 000 m^3 Beton der Senkkästen-Kammerfüllung und über 720 t Betonbewehrung eingebaut.

Die Prüfungen erwiesen, dass sich die Konstruktion in ihrer Gesamtheit derart verhält, wie es laut der statischen Berechnung vorausgesehen wurde, und dass die Spannungsverteilung in dem Knoten, in dem der schräge Stab verbunden ist, derjenigen am Modell, auf dem die Konstruktion des Knotens geprüft worden ist, ahnlich sieht. Wegen des begrenzten Raumes werden wir uns an dieser Stelle begnügen nur das allgemeine Verhalten des Hauptträgers darzustellen.

Die Diagramme der Spannungen in den charakteristischen Querschnitten des Balkens und der Säulen, für zwei auf dem Bilde 5 dargestellte Belastungphasen, sind auf den Bildern 6 und 7 angegeben. Man sieht, dass alle Elemente des Hauptträgers regelmässig mitwir-

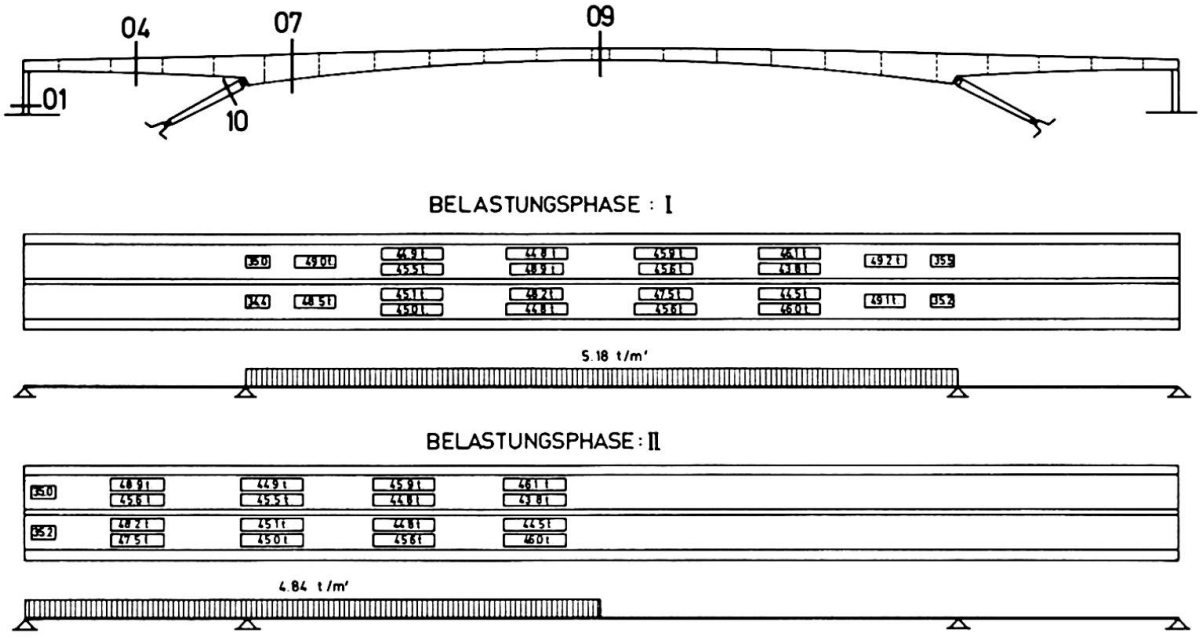


Bild 5. Die Belastungphasen

ken. Die Spannungen in der Brückenbreite, bzw. in der Fahrbahnplatte, sowie in den unteren Blechen des Kastens, Bild 7, sind im allgemeinen gleichmässig verteilt. Das gilt nicht für Querschnitt 4 in der zweiten Belastungsphase, wo man den lokalen Einfluss der Belastung auf der orthotropen Fahrbahnplatte deutlich sieht. Die Spannungen in den Stehblechen der Kasten ändern sich im algemeinen linear. Das gilt sogar für Querschnitt 7, der annähernd 7 m hoch und ungefähr eben so viel von dem schrägen Stab entfernt ist.

Es sei auf eine Kennzeichnung dieser Brücke hingewiesen, die sowohl visuell als auch statisch einen Uebergang vom Balken- zum

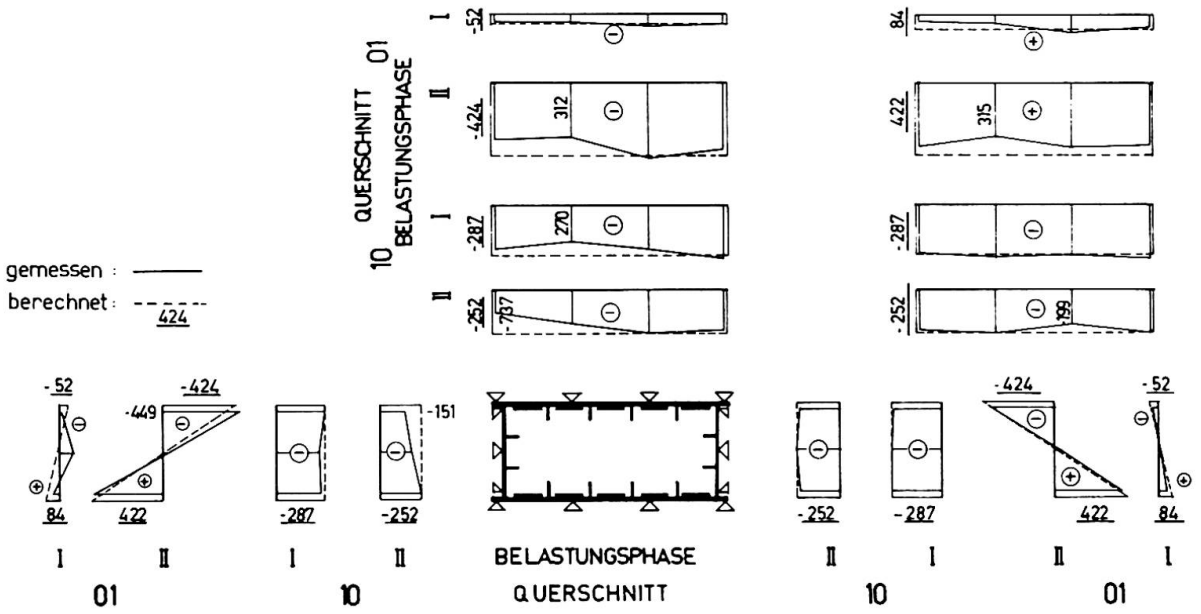
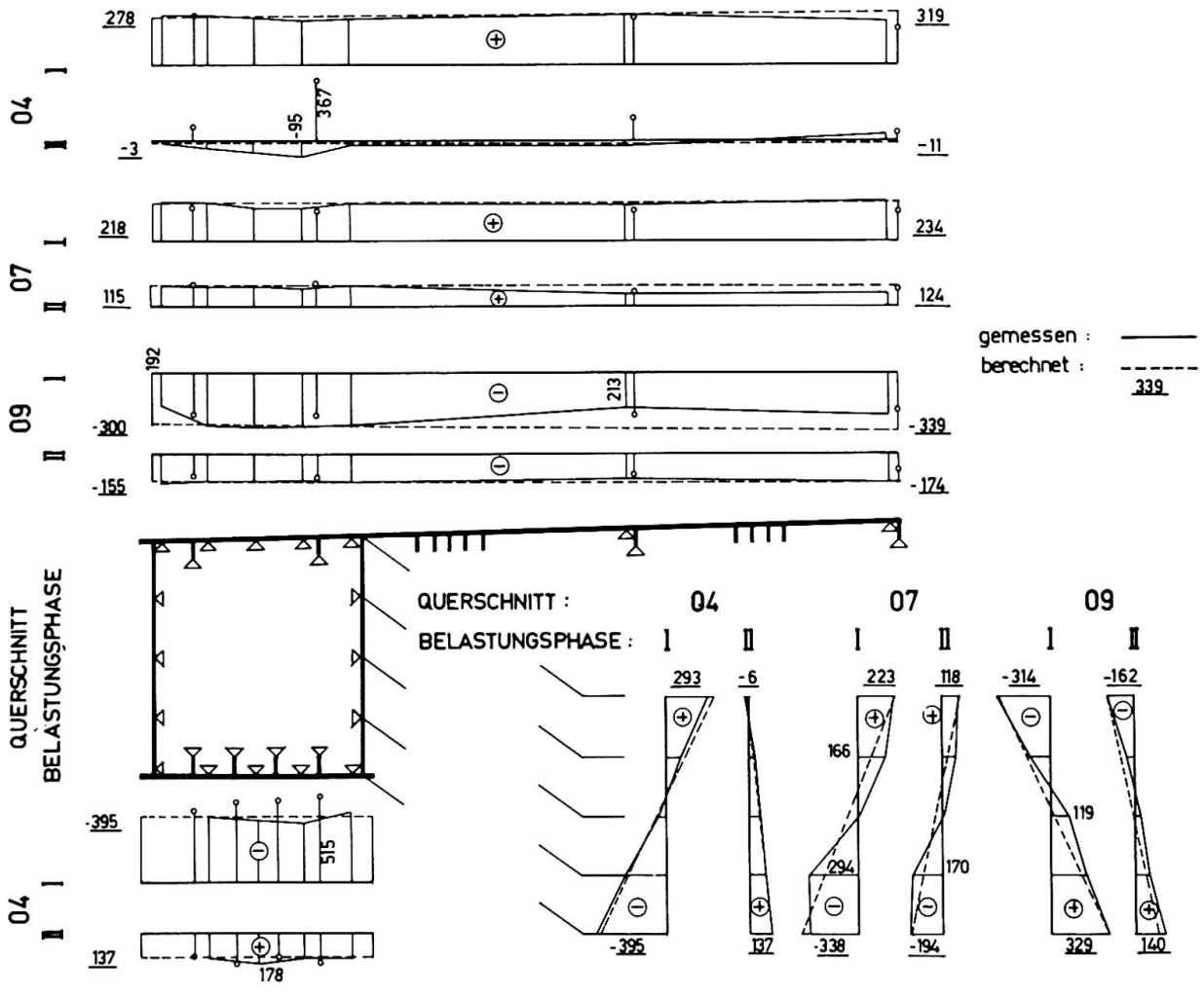


Bild 6. Die Spannungsdigramme in den Säulen



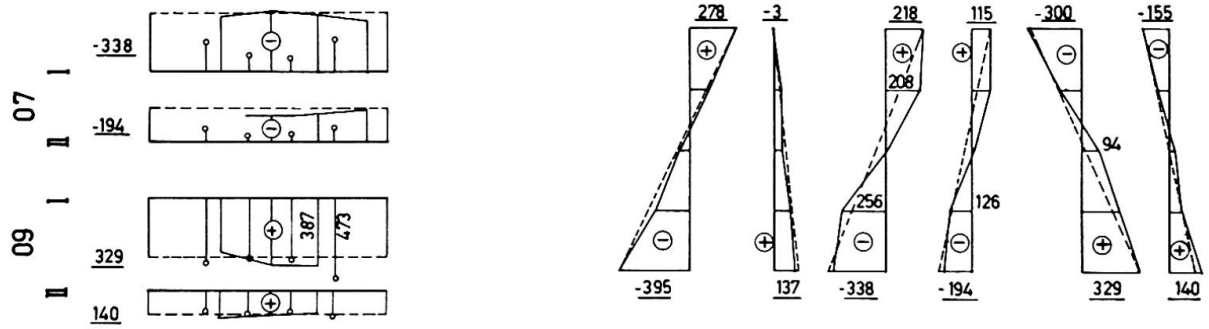


Bild 7. Die Spannungsdiagramme in dem Balken

Bogensystem darstellt. Als Bogen aufgefasst,hat die Brücke eine Spannweite $L = 332$ m und der Pfeil $f = 41{,}2$ m, Bild 8. Die Verhältnisse $f/L = 1/8$, bzw. $L^2/f = 2675$ m zeigen, dass es sich um einen kühnen Bogen handelt, in bezug auf den die Frage gestellt werden könnte, ob die Berechnung nach der Theorie erster Ordnung gerechtfertigt sei.

Dieses Problem wurde schon im Entwurf eingehend betrachtet. Es wurde festgestellt, dass die Verformung des Trägers einen merkbaren Einfluss auf die Schnittkräfte hat, jedoch nicht von einer derartigen Grösse, damit die Gerechtfertigkeit der Andwendung von der Theorie erster Ordnung in Frage käme.

Diese Schlussfolgerung ist auch durch Nachprüfungen der fertiggestellten Brücke bewiesen worden. Die Unterschiede zwischen

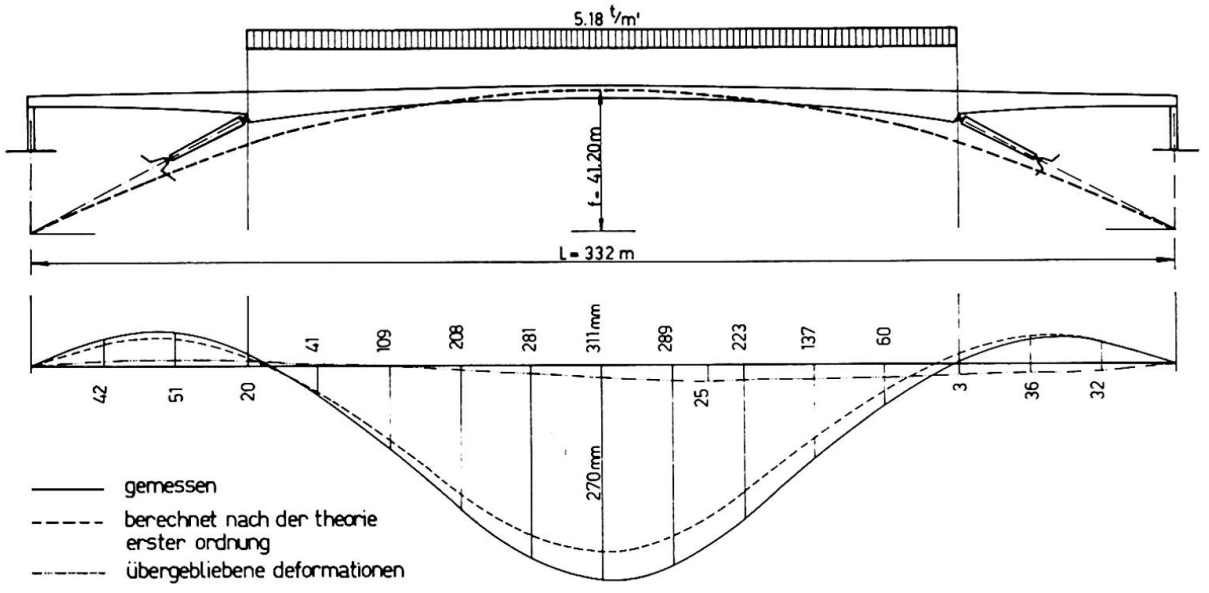


Bild 8. Die elastische Linie in der Belastunsphase I

den gemessenen und nach der Theorie erster Ordnung berechneten Werten sind an der auf dem Bilde 8 dargestellten elastischen Linie klar ersichtlich. Die gemessenen Durchbiegungen fallen mit den berechneten nach Theorie zweiter Ordnung vollkommen zusammen.

ZUSAMMENFASSUNG

Es wird hier die neue Savebrücke in Beograd, die sogenannte "Gazelle" kurz dargestellt. Gleichzeitig wird auf einige Messergebnisse bei den Probebelastungen dieser Brücke eingegangen.

SUMMARY

The new Save Bridge at Belgrad called "Gazelle" is briefly described and some measuring results on the tests loads are notified.

RESUME

On décrit brièvement le nouveau pont sur le Save à Belgrade, appelé "Gazelle". Parallèlement quelques résultats de mesure aux charges d'épreuve sont indiqués.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VIa

Les Essais du Pont de Chantereine

Die Versuche an der Brücke von Chantereine

The tests on the Chantereine Bridge

MICHEL LEVY
Ing. des Ponts et Chaussées
Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement
d'Aix en Provence
France

I - Introduction :

Le Pont de Chantereine (fig 1) est un pont-dalle en béton armé à 3 travées continues (9,60 - 12 - 9,60 m) de largeur 12, 50 m et d'épaisseur 0, 50 m. Ce pont a dû être démoli 7 ans après sa construction pour céder la place à un échangeur définitif d'autoroute ; il a subi avant sa destruction 3 sortes d'essais :

- essais sur les pieux (forces verticales et horizontales)
- essais sur les appareils d'appuis en néoprène (force horizontale sur le tablier).
- essais de chargement vertical sur le tablier qui font, seuls, l'objet de cette discussion.

Fig:1

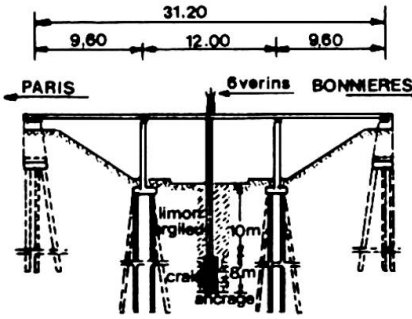


Fig:2 COUPE LONGITUDINALE

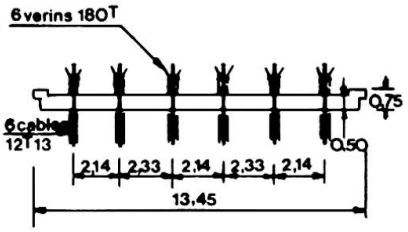


Fig:3 COUPE TRANSVERSALE

II - Programme d'essais du tablier :

Les fig 2 et 3 montrent les 6 vérins permettant d'exercer au milieu de la travée centrale des charges centrées ou excentrées, individuellement ou par groupes.

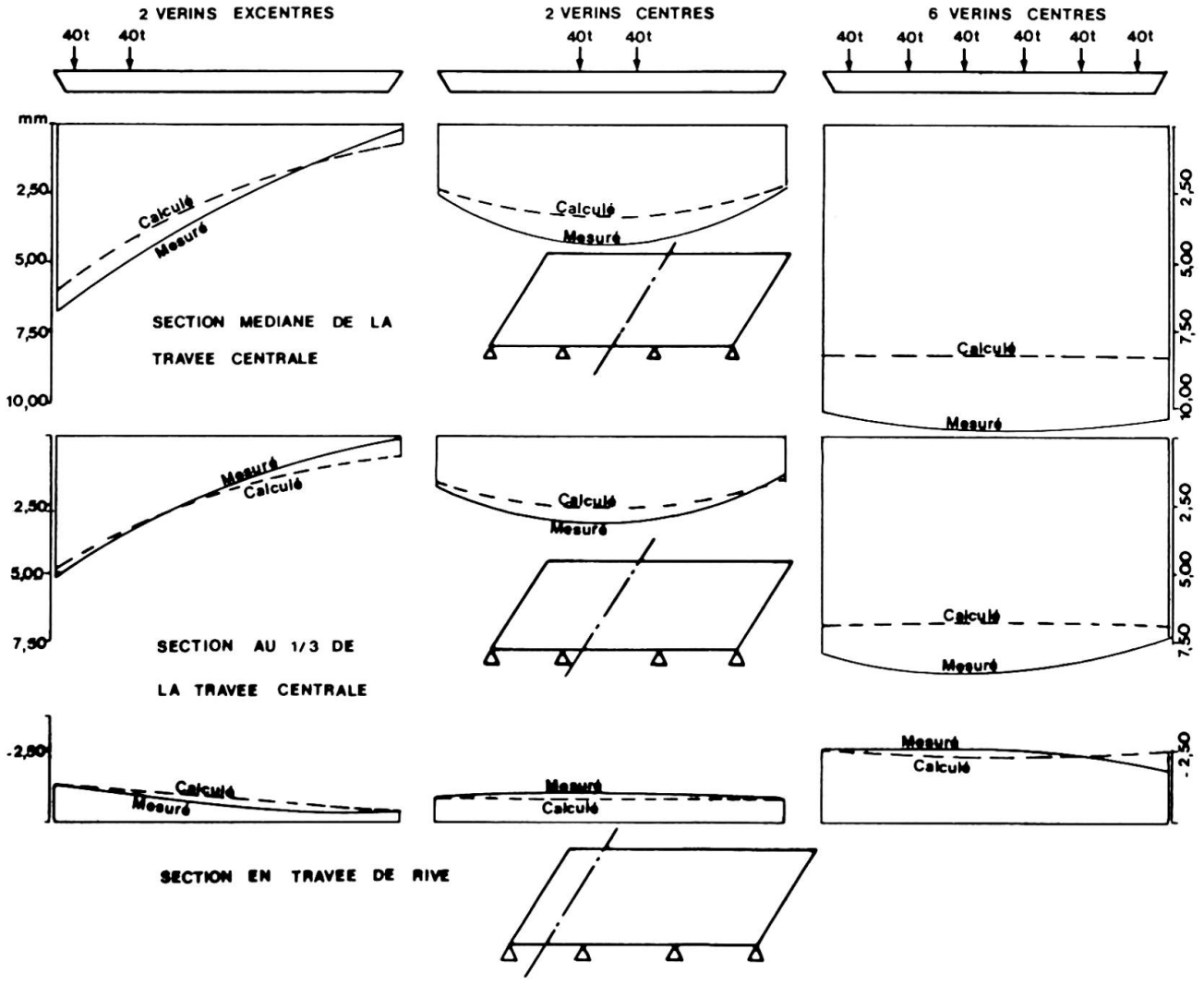
Les essais avec ou sans excentrement ont d'abord été faits dans le domaine élastique (retour à 0) ; ils ont été poursuivis jusqu'à la formation des 3 rotules plastiques avec tous les vérins agissant simultanément avec la même force. Ils ont été arrêtés lorsque tous les aciers de la rotule 2 (travée de rive) se sont cassés en même temps.

III- Comparaison des mesures avec les calculs théoriques :

III. 1. Phase élastique - Répartition transversale des flèches (fig 4)

La répartition transversale des flèches mesurées est assez voisine de la répartition théorique ; les calculs ont été faits en section homogène (béton non fissuré) avec la méthode MRB (coefficient de Poisson $\sigma = 0,2$) et avec la méthode Guyon Massonet ($\sigma = 0$).

Fig.:4 REPARTITION TRANSVERSALE



III. 2. Phase élastique - Moments et allongements dans le sens transversal :

Les allongements de la fibre supérieure (ou inférieure) dans le sens transversal ont été mesurés à l'aide de jauges de contraintes. Ils ont été calculés par la méthode MRB avec deux hypothèses ($\sigma = 0$ ou $\sigma = 0,2$), pour la fibre supérieure qui est comprimée par les moments de flexion longitudinale.

La comparaison des allongements (fig 5) montre que les résultats théoriques sont voisins des mesures dans le cas de 2 vérins centrés ; dans le cas de 2 vérins excentrés, les allongements mesurés sont jusqu'à 2 fois plus grands que les allongements calculés.

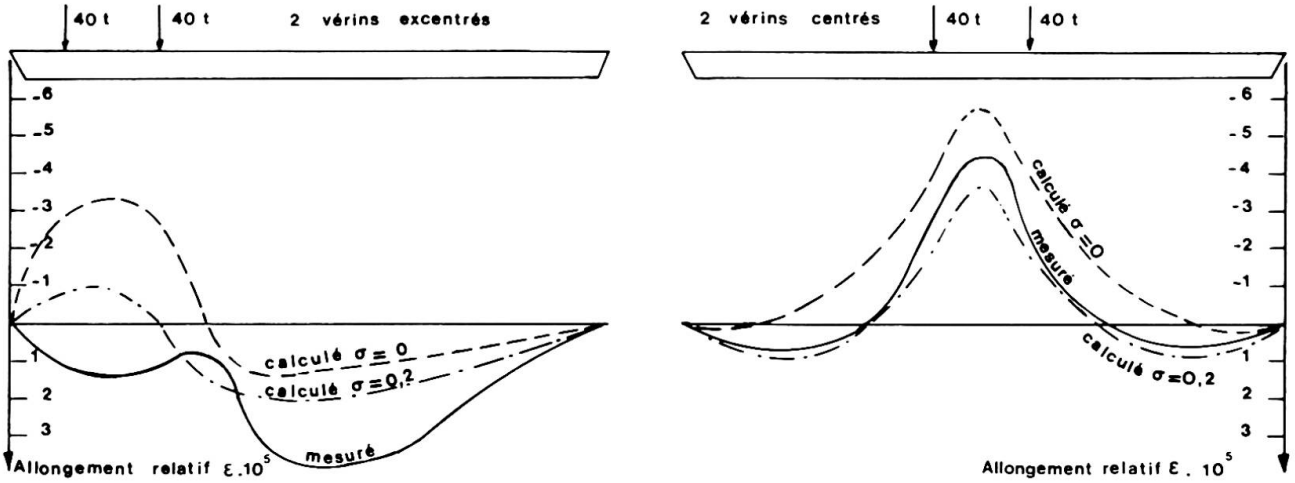


Fig 5 : Allongements transversaux de la fibre supérieure au centre du pont

III. 3. Phase élastique - Fissuration :

Les fissures de flexion longitudinale apparaissent au milieu de la travée centrale pour des charges relativement faibles (40 tonnes au centre, ou 30 tonnes près du bord). Au contraire, on ne voit apparaître aucune fissure de flexion transversale, même pour des charges très élevées.

III. 4. Phase élastique - Flèches au centre :

En chargeant les 6 vérins à 40 tonnes chacun (240 t au total), on mesure au centre une flèche de 11 mm, aussi bien par mesure directe que par intégration des allongements longitudinaux mesurés par jauges de contrainte. Le calcul en section homogène (béton non fissuré) par la méthode MRB ou par Guyon-Massonet donne 8, 5 mm.

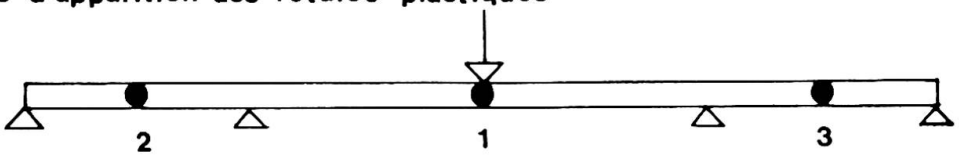
La résistance à la traction du béton,mesurée sur carottes est de 30 kg/cm2. On a calculé la flèche par la méthode de Maldague en supposant le béton fissuré lorsque la contrainte de traction est supérieure à 30 kg/cm2. Cela donne 17, 7 mm. La flèche calculée suivant le règlement français CCBA 68 (béton tendu = fissuré) et tenant compte de l'adhérence des armatures donne 28 mm. La même méthode, sans tenir compte de l'adhérence donne 34 mm.

III. 5. Phase élasto-plastique - Apparition des rotules plastiques :

La rotule 1 apparaît, comme prévu , au centre de la travée centrale ; bien que la mesure ait manqué de précision, il semble qu'elle apparaisse pour la charge calculée par la méthode de Chambaud (425 t).

Les rotules 2 et 3 apparaissent, comme prévu, dans les travées de rive (fig 6).

Fig: 6 Ordre d'apparition des rotules plastiques



La rotule 2 se casse alors par rupture de tous ses aciers. La charge mesurée est de 600 tonnes. La charge calculée par la méthode de Chambaud est de 438 tonnes. Le pont présente un coefficient de sécurité à la rupture de 4, 5 par rapport à la surcharge de calcul pour la travée centrale.

III. 6. Phase élasto-plastique - Flèche au centre :

La flèche mesurée est inférieure à la flèche calculée par la méthode des rotules. On s'en rapproche en faisant appel à une résistance à la traction du béton de 60 kg/cm2.

IV - Bibliographie :

LERAY : Méthode MRB appliquée au calcul des dalles biaises. Document édité par le SETRA du Ministère de l'Equipement, BP 100, 92 - BAGNEUX.

CHAMBAUD : Le calcul du béton armé à la rupture. EYROLLES 1967.

MALDAGUE : Etude de la déformation de poutres en béton armé (II) Annales de l'Institut Technique du Batiment et des TP n°213.

GUYON : Calcul des Ponts dalles. Annales des Ponts et Chaussées de FRANCE, 1949, pages 555-589 et pages 683-718.

RESUME

Un pont-dalle réel a subi des essais de charges poussés jusqu'à la rupture; les résultats des mesures ont été confrontés avec les théories habituelles de calcul; des divergences avec les prévisions ont été constatées pour la grandeur des flèches, les moments transversaux sous charges excentrées, la surcharge de rupture. Une bonne concordance a été observée pour la répartition transversale des flèches, les moments transversaux sous charges centrées et la charge d'apparition des rotules plastiques.

ZUSAMMENFASSUNG

An einer ausgeführten Plattenbrücke wurden Belastungsversuche bis zum Bruch durchgeführt; die Messergebnisse wurden den üblichen Belastungstheorien gegenübergestellt. Verglichen mit den Voraussagen wurden dabei Abweichungen in der Durchbiegung, in den Quermomenten unter exzentrischer Belastung und in der Bruchlast festgestellt. Eine gute Uebereinstimmung ergab sich für die transversale Verteilung der Durchbiegungen, für die transversalen Quermomente unter zentrierter Belastung und für die auftretende Last der plastischen Gelenke.

SUMMARY

An existing plate bridge was exposed to load tests up to rupture. The measuring results were confronted to the usual theoretical results. Divergences with the previsions were stablished for the deflection, for the transverse moments under excentric load and for the breaking load. On the other hand a good conformity was established for the transversal distribution of the deflections, for the transversal moments under centered load and for the load on the plastic hinges.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Discussion on the Paper of M.J.N. Priestley:
Model Study of a Prestressed Concrete Box Girder under Thermal Loading

Discussion sur l'article par M.J.N. Priestley:
Etude sur modèle d'un pont en béton précontraint à section en caisson soumis à des variations de température

Diskussion zum Beitrag von M.J.N. Priestley:
Modellversuch einer vorgespannten Hohlkastenbetonbrücke unter Temperaturbelastung

HUGH M. NELSON
University of Glasgow
Great Britain

Dr. Priestley's work on controlled tests of a bridge structure is a useful attempt to get some sense into the rapidly accumulating practical data.

The University of Glasgow, in collaboration with W.A. Fairhurst & Partners, is at present trying to rationalise data collected from the Tay Road Bridge.

The bridge has 42 spans, mainly of 55 m span steel boxes with a reinforced deck as shown in Fig. 1.

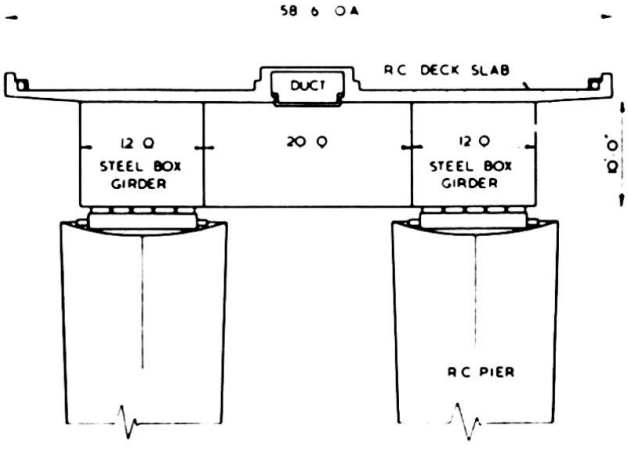


FIG 1 TYPICAL CROSS SECTION

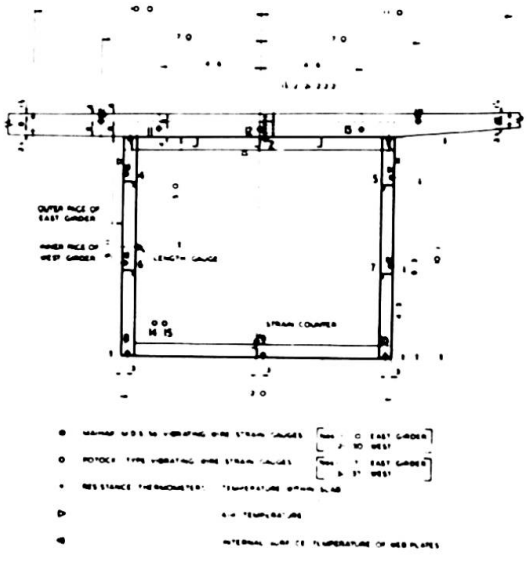
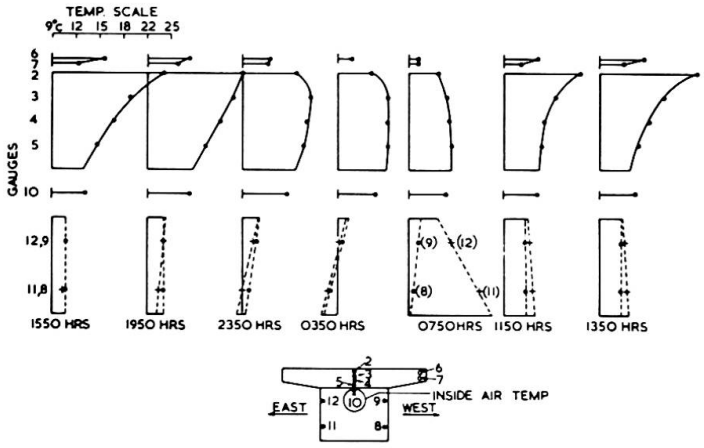


FIG 2 LOCATION OF GAUGES

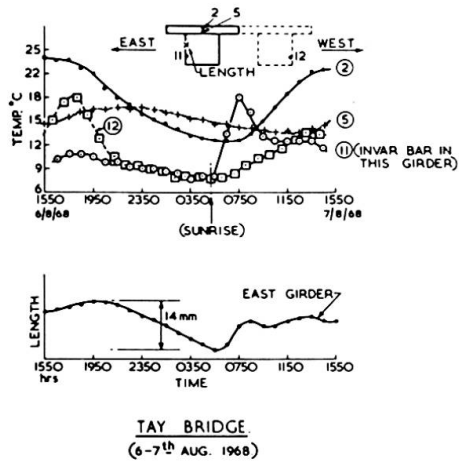
As well as strain measuring equipment, resistance thermometers were installed during erection as in Fig. 2. Rubber encapsulated thermometers were embedded in the deck slab, and the temperature of the steel surface inside the boxes was measured by surface mounted thermometers. Data logging equipment was mounted in a box built into the walkway handrail.

It is difficult to select data of interest and of quantitative practical value, the difficulties being shown by a study of a single day's temperature cycle, Fig. 3.



TAY BRIDGE TEMPERATURES
6-7th AUG 1968

Fig 3



TAY BRIDGE
(6-7th AUG. 1968)

Fig 4

Starting at 1550 hrs, just before the deck surface reaches its maximum temperature, the temperature profile through the deck is as expected and the steelwork is at a much lower but fairly uniform temperature. That is, protected from direct sunlight and cooled by a light wind. The temperature in the cantilevered slab follows the same form of cycle as the central part but is always cooler due to cooling by the wind.

The base of the deck slab lags behind the upper surface in its heating and cooling cycles and the steel box is always at a relatively low temperature, only showing marked heating when at sunrise the sun's rays strike the steel directly. Internal air temperature is always close to that of the underside of the deck slabs and above the skin temperature of the steel box.

These effects are shown up,in Fig.4, when plotting against a time scale. The lag of the slab base behind the slab surface is clearly shown.

The steel temperature does not vary much until the easterly face takes a jump at sunrise. This jump is also evident on the west side as the sun gets lower in the sky.

Length measurements were made in the east girder so that only the morning "jump" shows.

The point of this presentation is to emphasise the usefulness of an approach such as that of Dr. Priestley. The mass of data which one accumulates is all interesting and useful in a general way but almost impossible to codify and present The extraction of quantitative data for use in subsequent design work is a major problem and only likely to be possible when controlled experimental data is available as a guide to what is actually of importance.

Remarques de l'auteur du rapport introductif
Bemerkungen des Verfassers des Einführungsberichtes
Comments by the Author of the Introductory Report

F. PANCHAUD
Prof., Ingénieur Conseil
Lausanne
Suisse

Le thème VIa que nous avons l'honneur de vous présenter traite de l'auscultation des ouvrages.

A titre de préambule, qu'il nous soit permis de rappeler que l'auscultation méthodique et répétée des ouvrages est à l'origine de tout progrès dans l'art de bâtir. En effet, seule l'expérience, unique source de la vérité scientifique, permet d'apprécier le comportement réel des constructions sous l'effet des charges et sous l'effet de toutes les autres influences durables d'autre part.

Par une observation bien conduite des déformations sous charge, on peut alors se rendre compte dans quelle mesure le modèle mathématique admis à la base des calculs est représentatif de la réalité des choses. Cela est d'autant plus essentiel, aujourd'hui, que pour travailler utilement l'ordinateur doit recevoir d'abord un programme qui reflète au mieux le comportement de la construction à étudier.

De nos jours, il semble que l'on apporte un soin particulier à connaître le mode de ruine des constructions; il est pourtant tout aussi utile de s'assurer de leur durabilité, c'est ce que l'on recherche en définitive.

A notre avis, l'auscultation des constructions, doit viser 3 buts essentiels :

1. S'assurer que le comportement des ouvrages sous l'effet des surcharges de service est réversible, c'est-à-dire que les charges accidentelles ne doivent pas créer, par répétition, des déformations permanentes, qui en s'ajoutant les unes aux autres finiraient par produire la ruine de l'ouvrage.

   On doit considérer comme suspect tout comportement qui révélerait une déformation résiduelle systématiquement additive.

   Si ce phénomène venait à se produire, il devient indispensable d'ausculter en détail l'ouvrage pour en rechercher la cause et y remédier.

   D'après ce qui précède, on doit ausculter toutes les travées d'un ouvrage à travées multiples.

   Des influences secondaires répétées peuvent amener la destruction de l'ouvrage, comme dans le cas d'un silo à gravier

ou à ciment par exemple, sous l'effet des variations alternées de température : lors d'une élévation de température, les cerces horizontales s'allongent d'abord, entraînant un affaissement de la matière silotée qui vient occuper le vide disponible; le refroidissement qui succède à l'échauffement ne ramène pas la cerce dans sa position initiale, il subsiste ainsi à la fin de chaque cycle un résidu de tension, dont la somme est capable d'amener la rupture.

2. L'auscultation doit comporter un examen des détails constructifs ne faisant pas partie nécessairement de la structure porteuse : revêtements, joints, etc. Les destructions locales des revêtements, en produisant des infiltrations d'eaux agressives sont capables d'entraîner des désordres dans les structures par effet de corrosion ou de dissolution des constitutifs du béton. On examinera aussi le degré d'ouverture des fissures, pour décider de mesures confortatives éventuelles pour combattre la corrosion des armatures. Quelquefois, les appuis mobiles sont bloqués empêchant leur fonctionnement normal.

Nous nous réjouissons que quelques orateurs aient rappelé ces notions importantes; et nous soulignons l'intervention du Professeur Menn qui a montré la nécessité de construire non seulement pour assurer la sécurité, mais aussi la conservation des ouvrages.

3. L'auscultation doit permettre une confrontation entre le comportement observé et le comportement présumé par le calcul. A cet effet, il est indiqué de ne pas se contenter de mesurer les flèches au milieu d'une travée, mais plutôt dans trois sections au moins, pour évaluer les courbures, seules grandeurs directement représentatives des déformations résultant des efforts intérieurs. Une analyse des déformations observées peut alors permettre de reconnaître le modèle mathématique le mieux adapté à admettre à la base du calcul.

* * *

Les contributions apportées à ce thème VIa de notre congrès sont relativement peu nombreuses; est-ce un signe du peu d'intérêt des ingénieurs pour les problèmes touchant à la vie et au comportement de leurs ouvrages ?

Ces contributions n'en sont pas moins intéressantes par leurs conclusions :

a) Celle de MM. MURAKAMI, KUNIHIRO, OHTA et ASAKURA constate que, pour les poutres principales des ponts-routes, le degré de surcharge effectif n'atteint pas, et de loin, la surcharge prescrite de calcul; par contre, pour les éléments de chaussée, les surcharges d'essieux localisées peuvent être supérieures à celles admises. Selon l'auteur, il y aurait lieu de tenir compte de cette constatation dans les prescriptions, pour harmoniser les conditions de dimensionnement.

b) MM. KONISHI, KOMATSU et INOUE signalent les résultats obtenus sur les haubans du PONT DE TOYOSATO-OHASHI, sous l'effet du vent. Pour ce type d'ouvrage, dans le site réel, aucun risque

d'instabilité n'est à craindre.

c) M. SZITTNER relève les moyens de contrôle effectués sur divers grands ponts existants, en particulier, il donne quelques renseignements sur les effets dynamiques observés. Sur ce point, je me permettrai à la fin de la discussion préparée d'apporter quelques renseignements.

d) Une mention particulière doit être relevée pour les recherches de MM. BRETONNIERE et DIRUY du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Paris qui ont étudié un dispositif permettant de mesurer les réactions des appuis des ponts réels.

Avant de donner la parole aux orateurs, nous nous permettons d'insister pour que chaque constructeur d'un ouvrage important ait le souci de prévoir des essais lui permettant de s'assurer du comportement normal de l'ouvrage exécuté et d'analyser les discordances éventuelles entre les déformations observées et calculées. Il y va, il faut le répéter, du progrès dans l'art de bâtir.

RESUME

Les essais sur les constructions réelles doivent être poursuivis pour permettre de mieux connaître le comportement des ouvrages sous les charges, de surveiller l'état et le mode de fonctionnement des détails constructifs et d'analyser le mécanisme de résistance pour permettre le choix le plus judicieux du modèle mathématique à admettre à la base des calculs d'ouvrages similaires.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Versuche an Bauten müssen deshalb weiter verfolgt werden, um das Verhalten der Bauwerke unter Belastung besser kennen zu lernen, um den Zustand und die Funktionsweise der konstruktiven Details zu überwachen und um den Widerstandsmechanismus genauer untersuchen zu können, damit eine bessere Wahl des mathematischen Modelles zur Berechnung der Bauwerke getroffen werden kann.

SUMMARY

The tests on the real constructions have to be carried out for better understanding of the behaviour of the structures under loads, for supervising the state and the manner of functioning of the constructive details and for analyzing the mechanism of resistance; this in order to choose the most precise mathematic model which is intended for the calculation of similar structures.

Leere Seite
Blank page
Page vide

VI b

Essais sur modèle en vue du dimensionnement

Modellversuche im Hinblick auf die Bemessung

Model Study for Design

Leere Seite
Blank page
Page vide

DISCUSSION LIBRE • FREIE DISKUSSION • FREE DISCUSSION

L'utilisation des essais optiques en vue du dimensionnement de la structure d'un grand bâtiment à Bucarest

Nutzanwendung der optischen Versuche im Hinblick auf die Dimensionierung eines grossen Bauwerkes in Bukarest

Utilization of the Optic Tests with Regard to the Dimensioning of the Structure of a large Building in Boucarest

P. MAZILU
Prof., Institut des Constructions

S. BAUBEC
Institut des Constructions

E. SAFTOIU
Institut des Projets

Bucarest — Roumanie

A Bucarest on a élaboré le projet pour un hôpital-complexe clinique à dixsept étages, qui en section horizontale à la forme d'une croix à quatre branches. La distance entre les extrémités des branches est de 80 m, sans joints permanents et la hauteur du bâtiment est de 50 m (fig.1).

Les particularités de la structure en beton armé de l'édifice sont les suivantes: d'une part les planchers des tous les étages sont conçus en plancher-dalle, sans poutres, appuyés directement sur des poteaux et d'autre part, vu la faible stabilité horizontale du sistème poteaux-dalles contre l'action séismique, caractérisant une grande région du territoire de Roumanie,

Fig.1 Vue perspective sur maquette

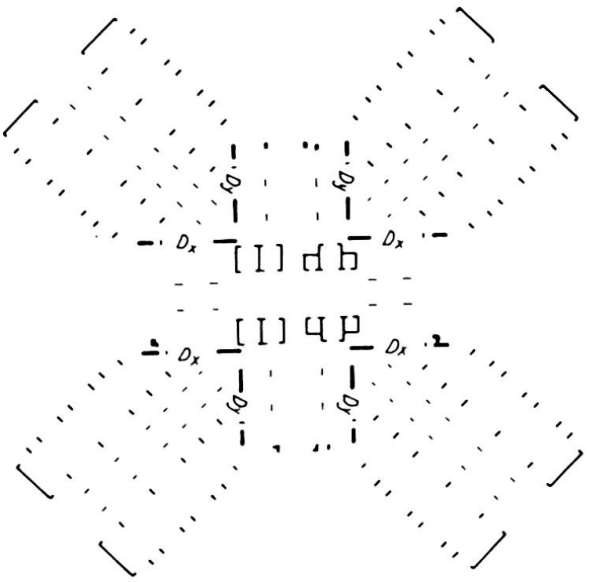


Fig.2 Section horizontale avec la disposition des diaphragmes

la protection antiséismique nécessaire a été realisé par un système de 12 diaphragmes verticaux, 8 autour du noyau de la croix et 4 aux extrémités des branches (fig.2).

Le calcul des efforts de la plaque-dalle par des méthodes analytiques s'est avéré très difficile à cause du contour irrégulier et des nombreuses perforations disposées au hasard, pour des installations très compliquées. (fig.3). C'est pour ça qu'on a adopté la méthode optique des moirés sur un modèle de plexiglas argenté pour obtenir la surface réfléchissante nécessaire. Il est bien connu, que dans la méthode des moirés on superpose sur un même cliché deux photos d'un écran rayé en blanc et noir, réfléchi par la plaque à essayer. Pour la première image, le modèle n'est pas chargé et pour la deuxième image, le modèle est chargé en direction normale à la plaque. On obtient ainsi sur le cliché des franges moiré. Si $w = w(x,y)$ est le deplacement normale en direction z d'un point quelquonque de la plaque, chaque frange du cliché représente la courbe d'une même rotation $\partial w/\partial x$ de la plaque (pour le rayage de l'écran parallèle à y). De même, en tournant l'écran parallèle à x, on obtient sur un autre cliché les courbes moirés des rotations $\partial w/\partial y$ (fig.4,5,6). On représente les variations $\partial w/\partial x$ dans un système xz et $\partial w/\partial y$ dans un système yz. Il est facile ensuite de déterminer graphiquement les derivées du deuxième ordre $\partial^2 w/\partial x^2$; $\partial^2 w/\partial y^2$; $\partial^2 w/\partial x \partial y$ et par conséquant le moments: M_x, M_y et M_{xy} (fig. 7,8).

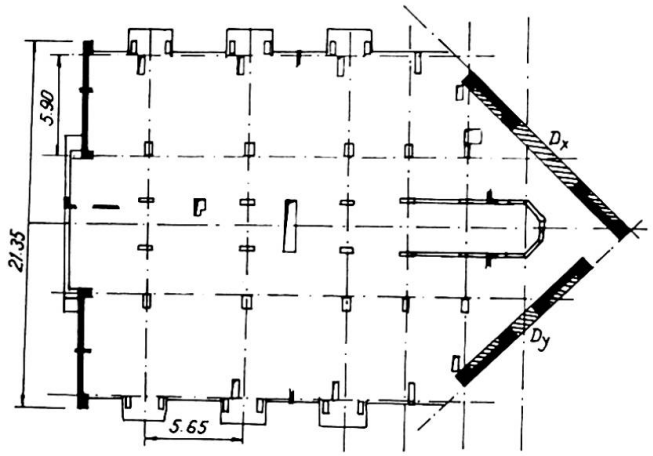


Fig.3 Section horizontale d'une branche de la croix, avec la disposition des poteaux et des diaphragmes

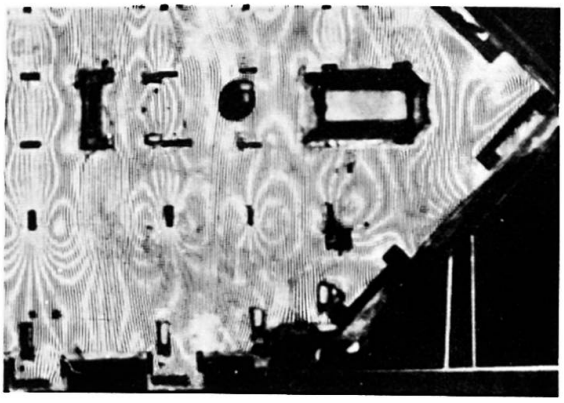


Fig.4 L'un des clichés des franges moirés.

La plaque du modèle en plexiglas reproduit fidèlment la plaque nature, avec toutes les perforations. Par l'intermédiaire des courts poteaux, la plaque à essayer est liée d'une autre plaque-cuve en plexiglas, sans perforations, qui a le même contour, mais avec des rébords, tel qu-il reste une petite distance entre les rébords et les marges de la plaque à essayer. On à collé ensuite à l'extérieur avec du "scotch" les perforations et le contour du modèle avec les rébords pour obtenir une boite étanche. L'état de chargement a été obtenu par une pompe à vide, utilisant une dépression qui a provoqué la deformation de la plaque-modèle, dans les conditions limites de la plaque-nature (fig.9).

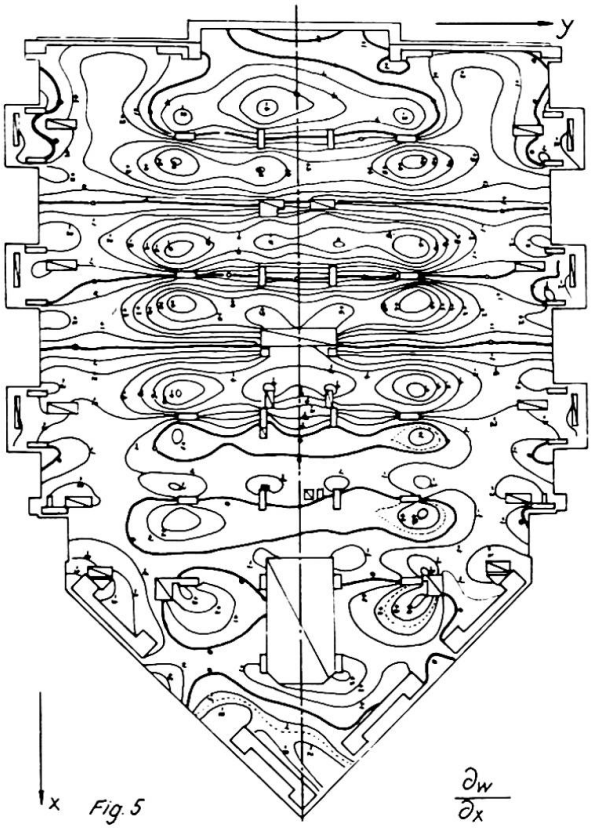


Fig. 5

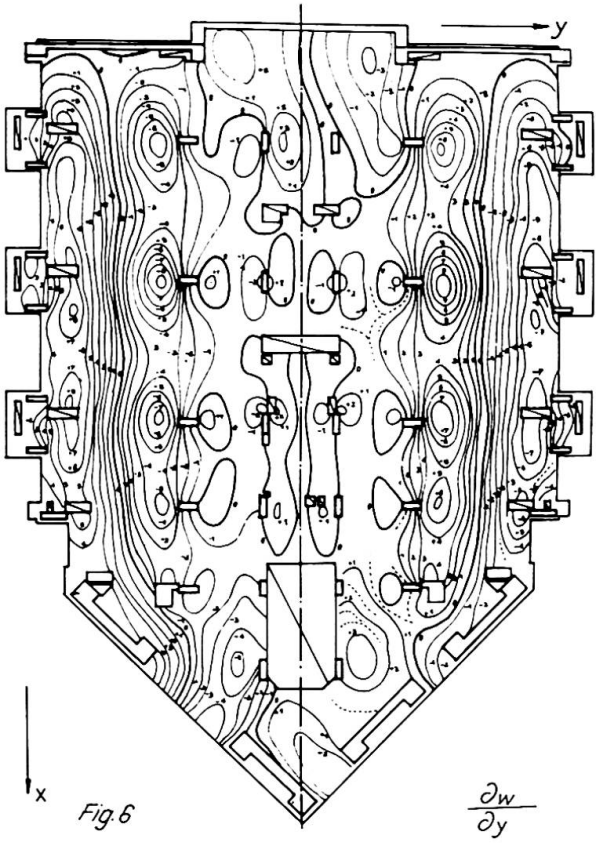


Fig. 6

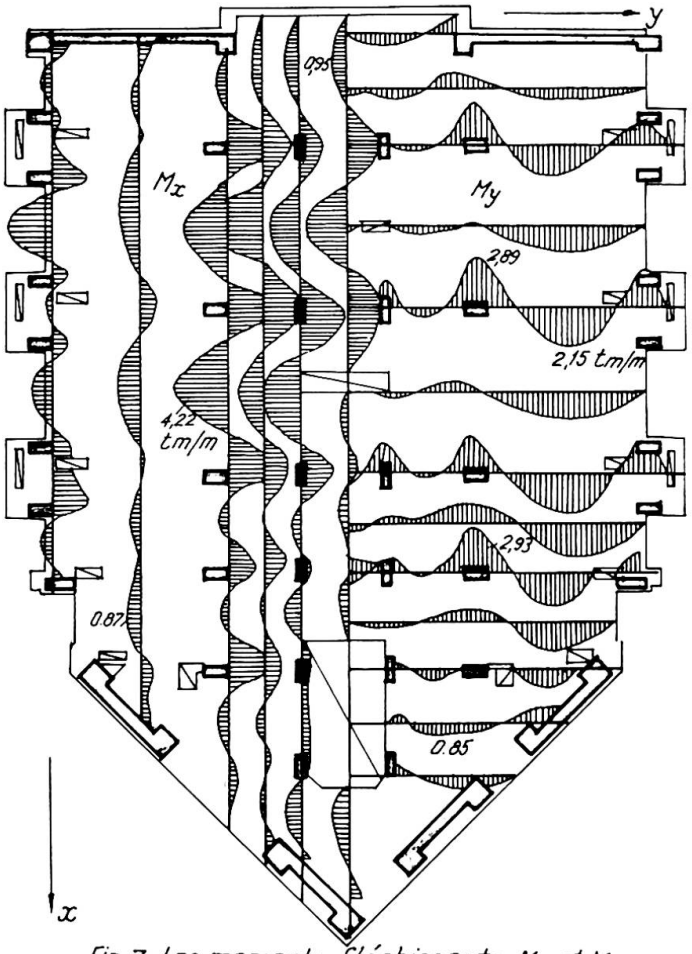


Fig. 7 Les moments fléchissants M_x et M_y.

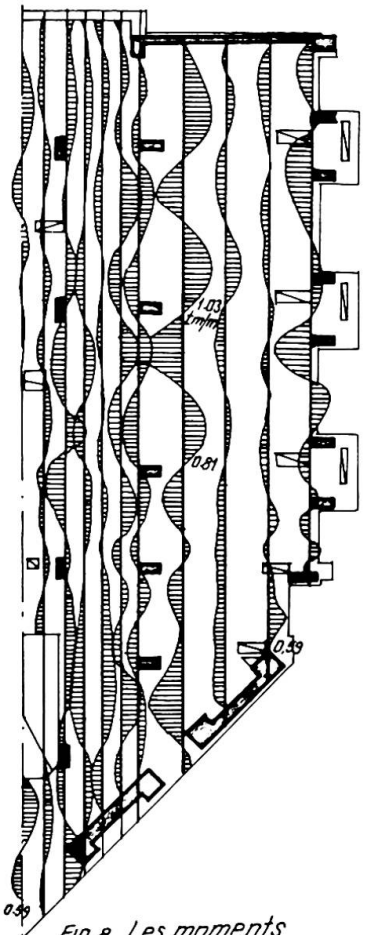


Fig. 8 Les moments de torsion M_{xy}.

Par cette méthode on a trouvé les valeurs très exactes des efforts, en tous les points de la plaque et évidemment, la distribution rationnelle du feraillage pour les 50 planchés-dalles, chacun d'environ 600 m^2.

Pour le dimensionnement des trois types de diaphragmes verticaux antisismiques, on a utilisé la méthode photoélastique sur les modèles de résine synthétique à biréfrigeance accidentale (araldite). Les courbes isoclines ont facilité le dessin des courbes des tensions principales - les isostatiques - et les courbes isochromatiques ont déterminé les lignes de la même différence entre les tensions principales. A l'aide des isochromatiques (fig.10,11) et des isoclines (fig.12) on a utilisé la méthode des différence des tensions de cisaillment de Frocht pour déterminer les valeurs de tensions normales σ_x et σ_y dans les sections transversales caractéristiques. Les tensions σ et τ connues, par intégration on a calculé les forces normales, les forces tranchantes et les moments fléchissants dans les mêmes sections.

Par exemple, pour la diaphragme D_y (fig.10-13), on a trouvé des différences sensibles, pour les moments fléchissants et les forces tranchantes, entre les essais optiques sur modèles et le calcul analitique, à cause de la forme spéciale de la diaphragme qui est impropre à un calcul théorique.

Pour déterminer les contraintes dans la première poutre transversale reliant les deux montants de la diaphragme, la méthode de Frocht était trop laborieuse et alors on a utilisé une autre méthode expérimentale sur modèle, celle de la cuve électrolytique, par laquelle on a obtenu les courbes isopachyques, c'est à dire les courbes de la même somme des tensions principales (fig.14). La combinaison entre la méthode photoélastique et la méthode de la cuve électrolytique a permis la connaissance des valeurs et des directions des tensions principales dans un grand nombre de points de cette poutre particulière.

On fait la mention que les deux montants de toutes les diaphragmes qui ont 50 m de hauteur sont lié seulement par trois puissantes poutres transversalles (fig.10,11,12), non seulement par raisons fonctionnelles et d'architecture, mais en première ligne par raison statique.

On a cherché que la rigidité horizontale des diaphragmes soit d'une valeur moyenne, pour ne pas changer le caractère de flexibilité convenable pour un bâtiment de 17 étages. C'est ainsi que par des calculs à l'ordinateur on a obtenu la valeur de T = 1,7 sec. pour la période propre fondamentale des vibrations horizontales, c'est à dire la même valeur qui est prevue dans les prescriptions américaines (T = 0,1 n, où n est le nombres des étages).

Il faut dire que les armatures des montants et des poutres transversales des diaphragmes ont été disposé d'une manière particulière, d'après les résultats des essais sur modèles.

C'est ainsi que pour ce bâtiment d'un grand volume, qui est en train d'exécution, on a utilisé les essais sur modèles pour l'élaboration du projet.

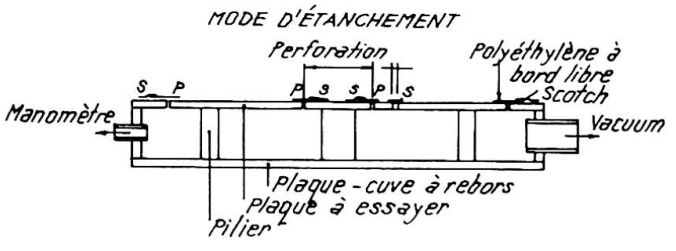


Fig.9 Section transversale de la boite étanche.

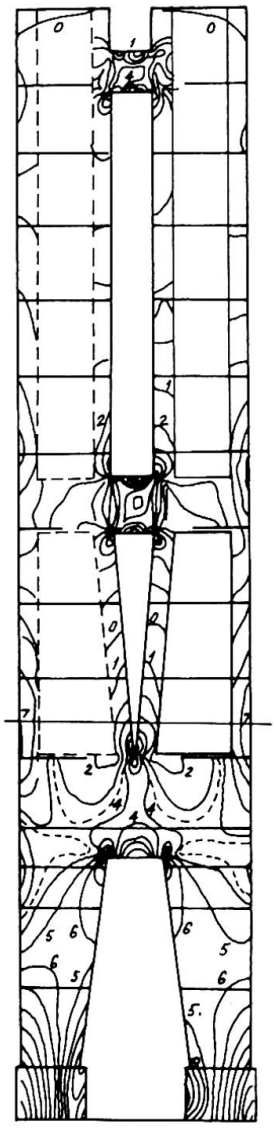


Fig. 11

Fig.11
Les izochromatiques

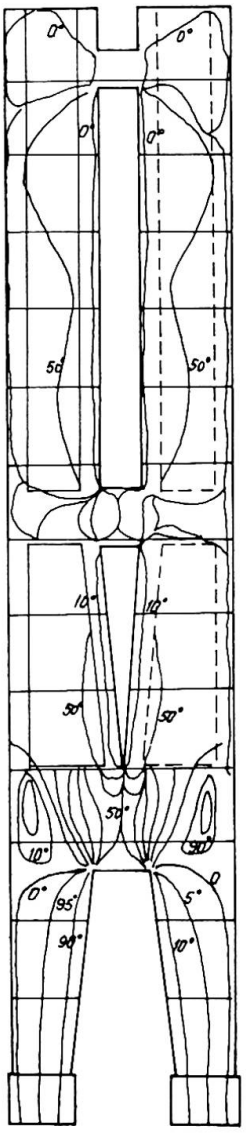


Fig. 12

Fig.12
Les izoclines

Fig. 10

Fig.10
L'un des clichés desizochromatiques de la diaphragme D_y

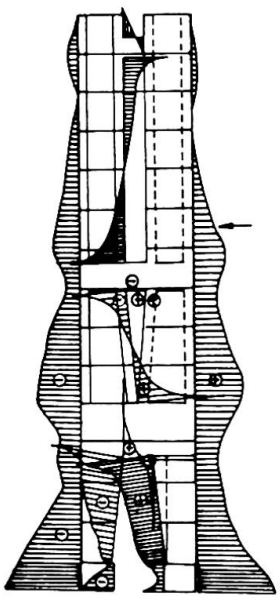


Fig. 13

Fig.13
Les tensions paralèles au contour de la diaphragmes D_y

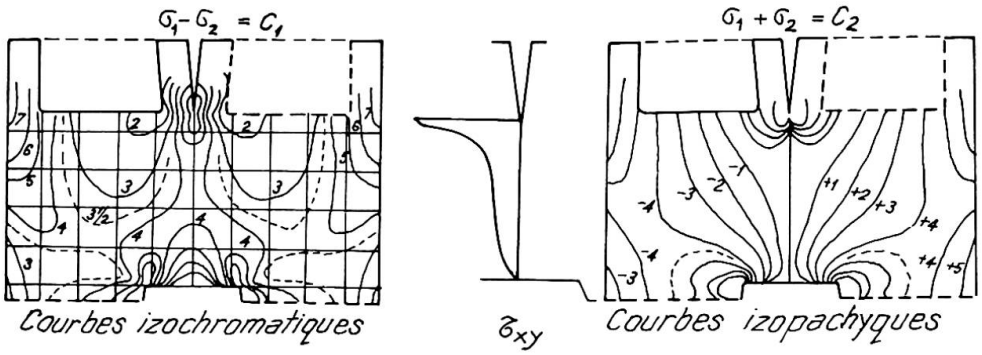


Fig.14 Détails des courbes izochromatiques et izopachyques pour la première poutre transversale et la distribution des cisaillements τ_{xy}, dans l'axe de la poutre.

RESUME

La structure en beton armé d'un hôpital à 17 étages à Bucarest est caracterisée par planchers-dalles (sans nervures) et par un système de diaphragmes verticaux pour la protection paraséismique.

On a élaboré le projet à l'aide des essais sur modèle. Pour les planchers on a utilisé le procédé optique des franges-moirés et pour les diaphragmes, la méthode photoélastique et la méthode de la cuve électrolytique.

ZUSAMMENFASSUNG

Die in Stahlbeton ausgeführte Struktur eines 17-stöckigen Krankenhauses in Bukarest ist durch Plattendecken (ohne Rippen) und ein System vertikaler Wände zum Schutz gegen Erdbeben gekennzeichnet. Das Projekt wurde unter Zugrundelegung von Modellversuchen ausgearbeitet. Für die Decken wurde das optische Verfahren der "Moiré-Fransen" und für die Wände die photoelastische Methode sowie die Methode des elektrolytischen Troges verwendet.

SUMMARY

The structure in concrete steel of a hospital of 17 storeys in Boucarest is characterized by steel plate floors (without ribs) and a system of vertical diaphragms for protection against earthquake influences.

The design was elaborated by aid of model tests. For the ceilings the optical process of "franges-moirés" (frings) was used, for the diaphragms the photoelastic method and the method of the electrolytic trough.