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

Band: 12 (1984)

Artikel: Expérimentation d'une structure treillis en béton

Autor: Bruneau, Jean / Causse, Gilles / Raspaud, Bernard

DOI: https://doi.org/10.5169/seals-12213

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: 24.12.2025

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

Expérimentation d'une structure treillis en béton

Versuche an Fachwerkelementen aus Beton

Test Loading of a Concrete Truss

Jean BRUNEAU
Ing. Ponts et Chaussées
DRE
Ile de France

Né en 1948, ancien élève de l'Ecole Polytechnique et de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Pendant 5 ans, il a été responsable d'essais de structures au Laboratoire Central des Ponts et chaussées. Actuellement, il est responsable d'études et de réalisation d'ouvrages d'art en Région Ile de France.

Gilles CAUSSE
Ing. Ponts et Chaussées
SETRA
Bagneux, France

Né en 1956, ancien élève de l'Ecole Polytechnique et de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Il est chef d'arrondissement à la Division des Ouvrages d'Art du SETRA depuis 1980.

Bernard RASPAUD
Dir. Etudes Adj.
Bouygues
Clamart, France

Né en 1942, de formation universitaire et diplôme du CHEBAP, il rejoint le Groupe Bouygues en 1972, après 4 ans passés à la Direction Départementale de l'Equipement de la Seine Saint-Denis. Depuis 5 ans, il dirige le bureau d'Etudes de Bouygues Travaux Publics.

Bruno RADIGUET
Ing. Chef de Groupe
Bouygues
Clamart, France

Né en 1948, diplômé de l'Ecole Centrale de Paris. Il s'est consacré depuis 1972 aux études d'ouvrages d'Art, au sein du Groupe Bouygues. Il a participé, en particulier, aux études du pont de Bubiyan.

RESUME
Il a été procédé, en 1982, à l'occasion des travaux du pont de Bubiyan au Koweit, à une expérimentation sur un modèle à l'échelle I. Des essais de chargements, ont montré un fonctionnement validant des méthodes de calcul simplifiées. Les mesures réalisées par extensométrie au moyen de jauges résistives, ont mis en évidence un bon accord entre l'expérience et les calculs.

ZUSAMMENFASSUNG
1982, aus Anlass des Baus der Bubiyan-Brücke, wurden Modellversuche im Massstab 1:1 durchgeführt. Die Belastungsproben zeigten die Gültigkeit der vereinfachten Berechnungsverfahren. Die Dehnungsmessungen zeigten, dass eine gute Übereinstimmung zwischen Versuch und Berechnung besteht.

SUMMARY
In 1982, in conjunction with its Bubiyan Bridge construction project in Kuwait, the Bouygues company conducted a series of test loadings on a full-scale test model. Loads were applied by means of concrete blocks and vertical prestressing bars. Results confirmed the validity of simplified calculation methods; extensometric readings obtained from resistance strain gauges showed agreement between theoretical and actual values.

1 PRESENTATION

1.1. Cadre de l'opération

C'est en Novembre 1980 que l'Entreprise BOUYGUES soumet au gouvernement du Koweit son offre concernant une solution variante du pont de BUBIYAN. La structure proposée (treillis tridimensionnel en béton, précontraint extérieurement) est finalement retenue à l'issue d'une rude compétition internationale.

Parallèlement, et avec l'appui du SETRA, l'Entreprise dépose une demande de prêt, qui sera acceptée, auprès de l'ANVAR (Agence Nationale pour la Valorisation de la recherche), afin de réaliser une expérimentation sur ce type de structure.

La réalisation du modèle d'essai commence à l'automne 1981 avec la collaboration du SETRA pour les calculs de la structure, et l'intervention du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées qui confie à la Direction Régionale de l'Equipement de l'Ile de France et plus particulièrement sa division, le Laboratoire Régional de l'Est Parisien, la réalisation des essais et des mesures.

Les essais sous charges de service ont lieu en mai 1982 et les essais sous surcharges majorées (charges de service multipliées par 2.7) en mai 1983.

1.2. Géométrie du modèle

Afin d'éviter les interprétations, toujours délicates, qui sont nécessaires lorsque l'on conduit des expérimentations sur des maquettes à échelle réduite, c'est un modèle à l'échelle 1 qui a été réalisé. Les dimensions des éléments constitutifs du treillis (dimensions des nœuds, des diagonales et des mailles du treillis) sont donc les mêmes que celles du pont de BUBIYAN.

Le modèle est constitué de 9 voussoirs préfabriqués (6 voussoirs courants, 2 voussoirs sur piles plus massifs et 1 voussoir d'about) ; les diagonales sont en béton armé, sauf certaines diagonales des voussoirs 4 et 5 qui sont précontraintes. Cet ouvrage de 34.72 m de longueur repose sur deux lignes d'appui distantes de 25.18 m ; sa largeur est de 8.64 m. Rappelons ici les objectifs fixés :

- Reproduction fidèle de la structure du pont de BUBIYAN afin de tester certains aspects de la réalisation (coffrage des triangles préfabriqués constituant le treillis ; ferraillage des nœuds ; mise en œuvre des joints secs ...).
- Possibilité de créer, dans les diagonales, des efforts identiques à ceux du pont de BUBIYAN sous charges de service et sous surcharges majorées, en vue d'une étude sous fissuration, afin d'établir une comparaison avec les résultats de calcul.

1.3. Chargement de la structure

Trois types de charges ont été utilisés :

- Sachant que la portée des travées de BUBIYAN est de 40.16 m, alors que la portée entre appuis du modèle n'est que de 25.18 m, il est nécessaire, afin de retrouver dans ce dernier les sollicitations de poids propre d'une travée courante de BUBIYAN, d'ajouter des charges permanentes. Pour cela, 3 blocs de 700 KN (2100 KN au total) ont été utilisés.
- Les efforts sous charges de service sont simulés par 9 tirants Dywidag reliant la dalle supérieure au radier de fondation. Ces tirants permettent de mobiliser les 2100 KN représentant les charges de service ; mais en outre, leur capacité allant jusqu'à 3300 KN, ils sont utilisés pour simuler une part des surcharges majorées. Les vérins de ces barres sont contrôlés par des jauges de déformation permettant une vérification à 2 % près de la tension.
- Enfin, 6 blocs de 400 KN (2400 KN au total) complètent le chargement sous surcharges majorées.

1.4. Instrumentation

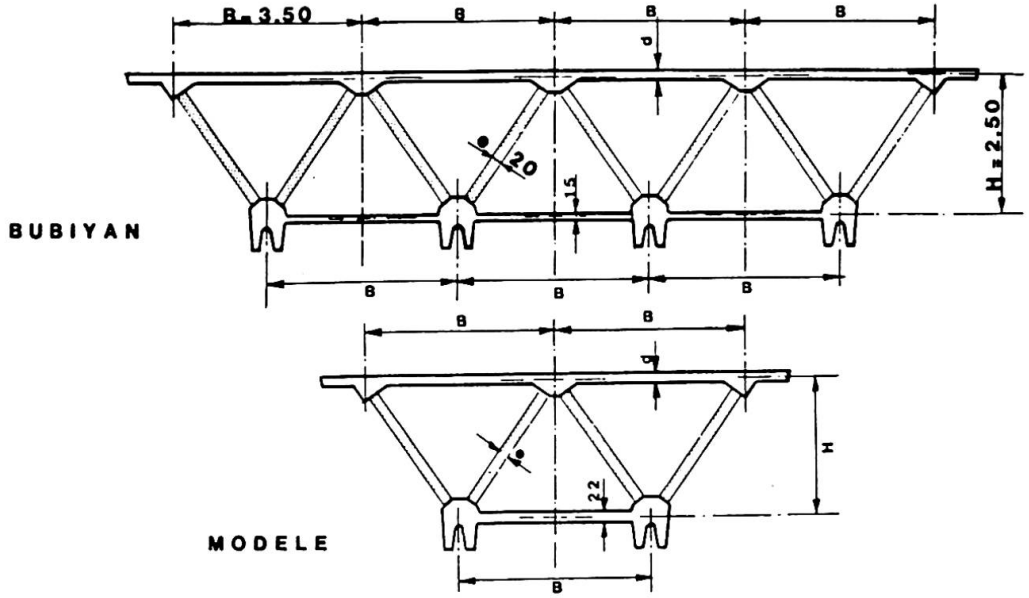
1.4.1. Généralités

Les techniques mises en œuvre sont classiques. Les mesures de déformation sont obtenues par jauges résistives fixées sur les aciers et sur le béton. Des mesures de flèches viennent les compléter à chaque stade de chargement. En outre, les relevés de la température extérieure et de la température dans la structure sont effectués simultanément. Les joints de voussoirs (sans colle) sont portés par des capteurs de déplacement permettant de déceler tout mouvement.

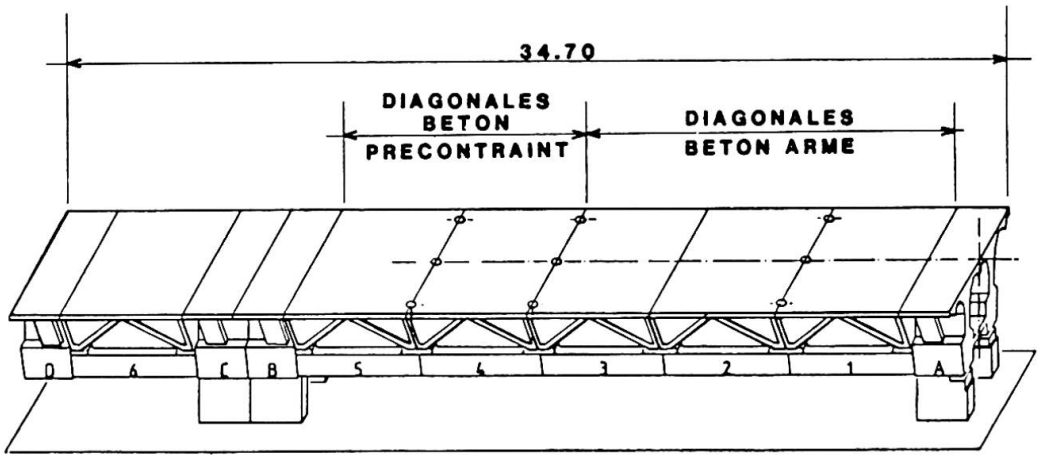
Par ailleurs, un relevé de la fissuration par examen visuel est effectué à l'issue de chaque série de mesures. Sur les diagonales tendues en béton armé, le dispositif de mesures locales est complété par des extensomètres à fil de grande longueur de base (2.00 m), destinés à mesurer la déformation moyenne de l'élément, compte-tenu de la fissuration répartie.

Le modèle, situé à l'extérieur, est exposé aux intempéries et au rayonnement solaire. Ceci nécessitait de porter une attention particulière à la protection des jauges. Pour cela, a été mis en œuvre un appareillage de saisie automatique

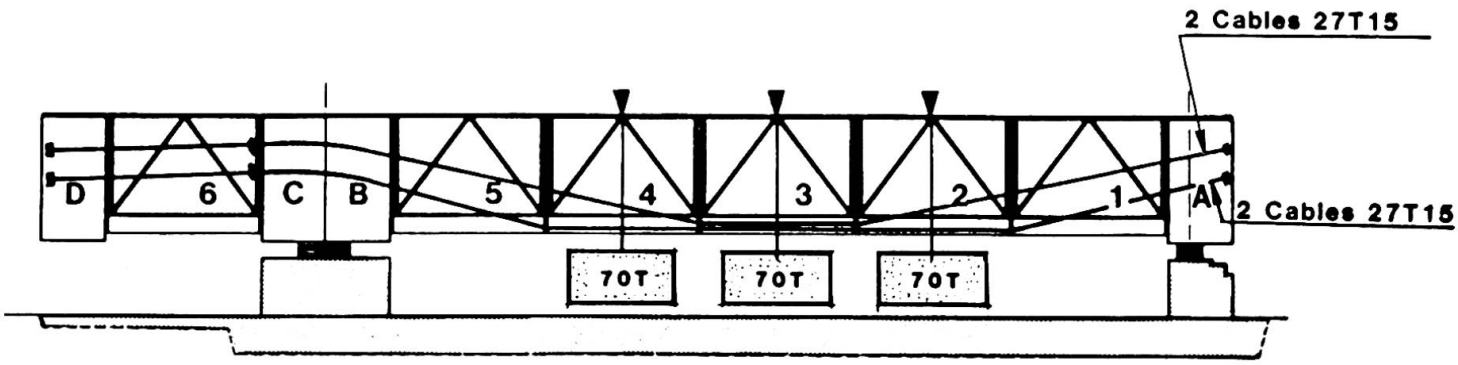
SECTION TRANSVERSALE



VUE D'ENSEMBLE



PRECONTRAINTE ET CHARGE PERMANENTE



des résultats permettant de limiter la durée des mesures et donc de réduire les dérives des appareils, et en particulier, les dérives thermiques en cours de chargement.

Afin d'estimer les modules de déformation du béton, des éprouvettes sont prélevées lors du bétonnage et testées à chaque série d'essais.

1.4.2. Equipement des diagonales

Chaque diagonale comprend 3 sections de mesures ; deux sont proches des encastrements et sont équipées de jauges longitudinales, la section médiane comportant pour sa part deux jauges sur les faces supérieure et inférieure. Ce dispositif permet de déterminer l'ensemble des déformations longitudinales des sections d'encastrement, et d'en déduire les contraintes normales, puis les sollicitations d'effort normal et de moment de flexion. Deux voussoirs ont été entièrement équipés : le voussoir 1 (diagonales en béton armé) et le voussoir 5 (diagonales en béton précontraint).

L'ensemble du dispositif comprend 350 voies de mesures , jauges, capteurs et sondes de température. Ce dispositif est relié à un sytème de mesure d'enregistrement, couplé à un micro-ordinateur qui permet le stockage et l'édition des résultats.

Trois mesures sont effectuées pour détecter les instabilités. Grâce à l'automatisation du dispositif, 10 minutes suffisent pour l'acquisition de la totalité des mesures.

1.5. Modèle de calcul

Les calculs de l'ouvrage ont été effectués au préalable en utilisant plusieurs modèles de calcul afin d'étudier les différentes particularités de fonctionnement de la structure :

- Tout d'abord, un modèle plan dans lequel chaque barre a une rigidité équivalente à celle de l'ensemble des éléments contenus dans le plan transversal correspondant.
- Ensuite un modèle à trois dimensions, permettant l'analyse du fonctionnement transversal de la structure. Les dalles supérieures et inférieures sont ici modélisées par des plaques d'épaisseur constante, et les nervures longitudinales sont représentées par des barres, rétablissant ainsi la rigidité des hourdis. Enfin, pour les diagonales, c'est la section brute qui est prise en compte.

2 – PRINCIPAUX RESULTATS DE CALCULS ET COMPARAISON AVEC LES VALEURS OBTENUES EXPERIMENTALEMENT

2.1. Comportement d'ensemble de la structure

- La flèche due aux déformations de flexion est extrêmement proche de celle d'une poutre en I constituée des seules membrures. Cependant, la flèche en milieu de travée due aux déformations d'effort tranchant ne saurait être négligée ; en effet, elle représente ici près de 40 % de la flèche totale.
- La déformabilité sous effort tranchant pur, varie selon que l'on considère les zones proches des appuis ou les zones en milieu de travée. En effet, l'effort tranchant est repris pour partie par la triangulation et pour le reste par les houdis. Or la participation de ceux-ci varie longitudinalement (entre 5 et 25 %) du fait de la nécessité de compatibilité des déformations d'effort tranchant et de flexion.

2.2. Comportements locaux

Les résultats de mesure ont confirmé que les charges concentrées « s'étalent » dans la structure (comme les calculs l'avaient laissé prévoir).

En effet, lorsqu'une charge concentrée est appliquée sur le hourdis supérieur, à un nœud du treillis, on ne retrouve que 60 % de cette charge dans les diagonales partant de ce nœud, les 40 autres pourcents migrant par la dalle supérieure vers les nœuds voisins.

Ceci explique que les moments locaux dans les hourdis soient environ deux fois plus élevés que ceux provenant de la seule courbure longitudinale de la structure.

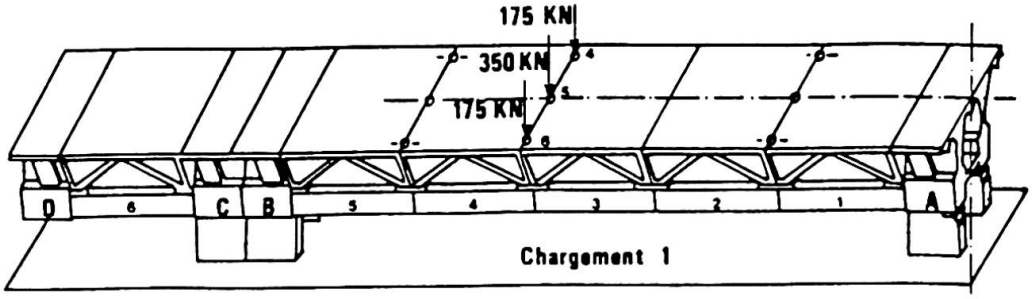
2.3. Comportement des diagonales

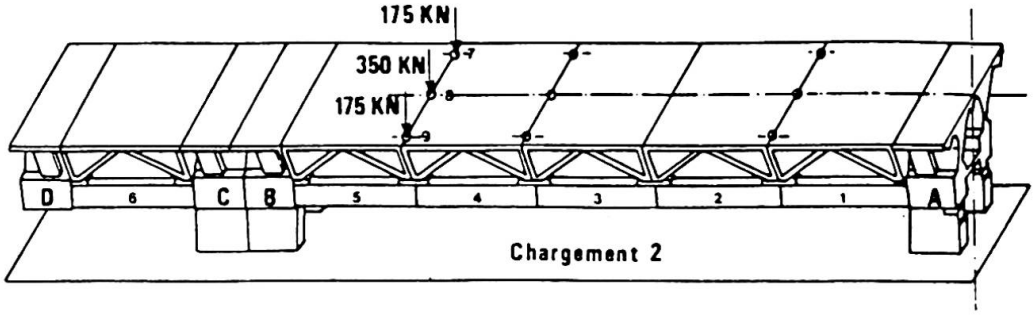
Dans les voussoirs 4 et 5, les diagonales tendues sont précontraintes, on constate un bon accord entre le calcul et les résultats expérimentaux ; les écarts sont au maximum de 7 à 8 %.

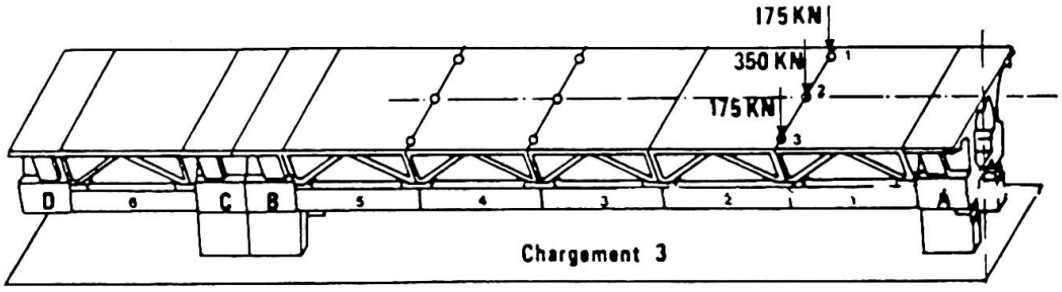
Cependant l'interprétation expérimentale des moments locaux des barres conduit à conclure que ceux-ci sont légèrement plus élevés que ceux calculés.

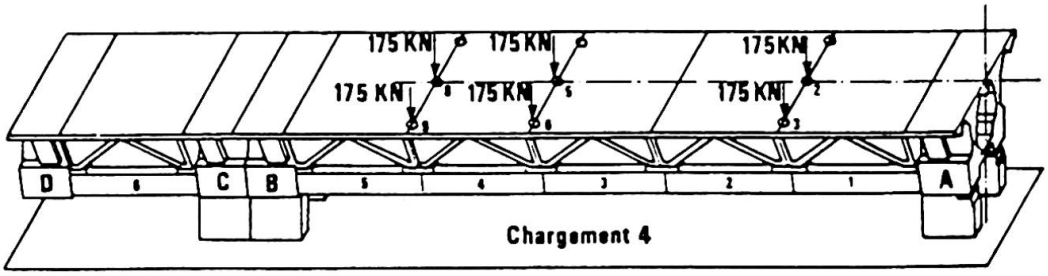
SURCHARGES

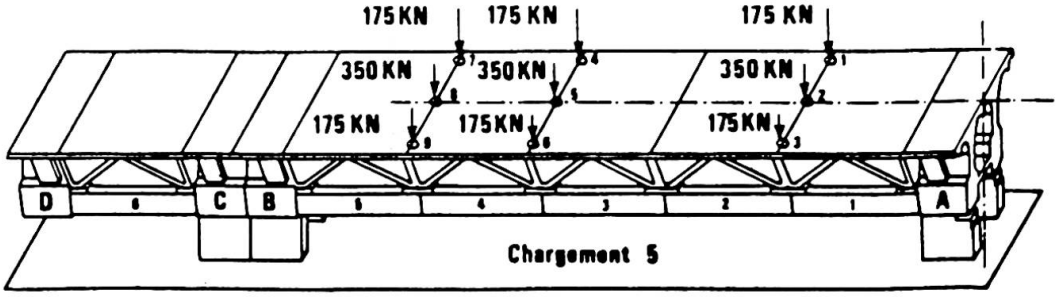
CHARGES DE SERVICE











Toutefois, il faut noter que ces moments locaux dans les diagonales restent faibles (de l'ordre de 4 KNm) et se traduisent par des variations de contraintes dans la section inférieure à 2.5 MPa.

Dans le voussoir 1 (diagonales en béton armé), l'interprétation est plus difficile. En effet, la déformation enregistrée est très variable selon l'état de fissuration de la diagonale ; il peut même y avoir des écarts sensibles entre les jauges de 2 sections d'une même diagonale. En fait, on oscille entre deux extrêmes :

– une raideur correspondant à la section homogénéisée,

– une raideur correspondant aux armatures seules.

Il semble donc que l'on puisse admettre les hypothèses de calcul suivantes :

– diagonale comprimée : section homogénéisée,

– diagonale tendue : section des aciers seuls.

En effet, dans ces conditions, les modèles de calcul sont en accord avec les résultats expérimentaux ; on constate alors que l'assouplissement par la fissuration de la diagonale tendue entraîne un transfert plus important de l'effort tranchant vers les hourdis.

3 – CONCLUSION

3.1. Déformabilité de la structure

La déformabilité d'effort tranchant des structures treillis en béton ne peut-être négligée comme il est loisible de le faire dans les structures à âmes pleines.

Bien entendu, ces déformations supplémentaires accroissent les flèches de l'ouvrage, mais surtout, elles affectent la répartition des efforts dans les ouvrages hyperstatiques en diminuant les moments de flexion sur appui, et, en conséquence, en les augmentant en travée.

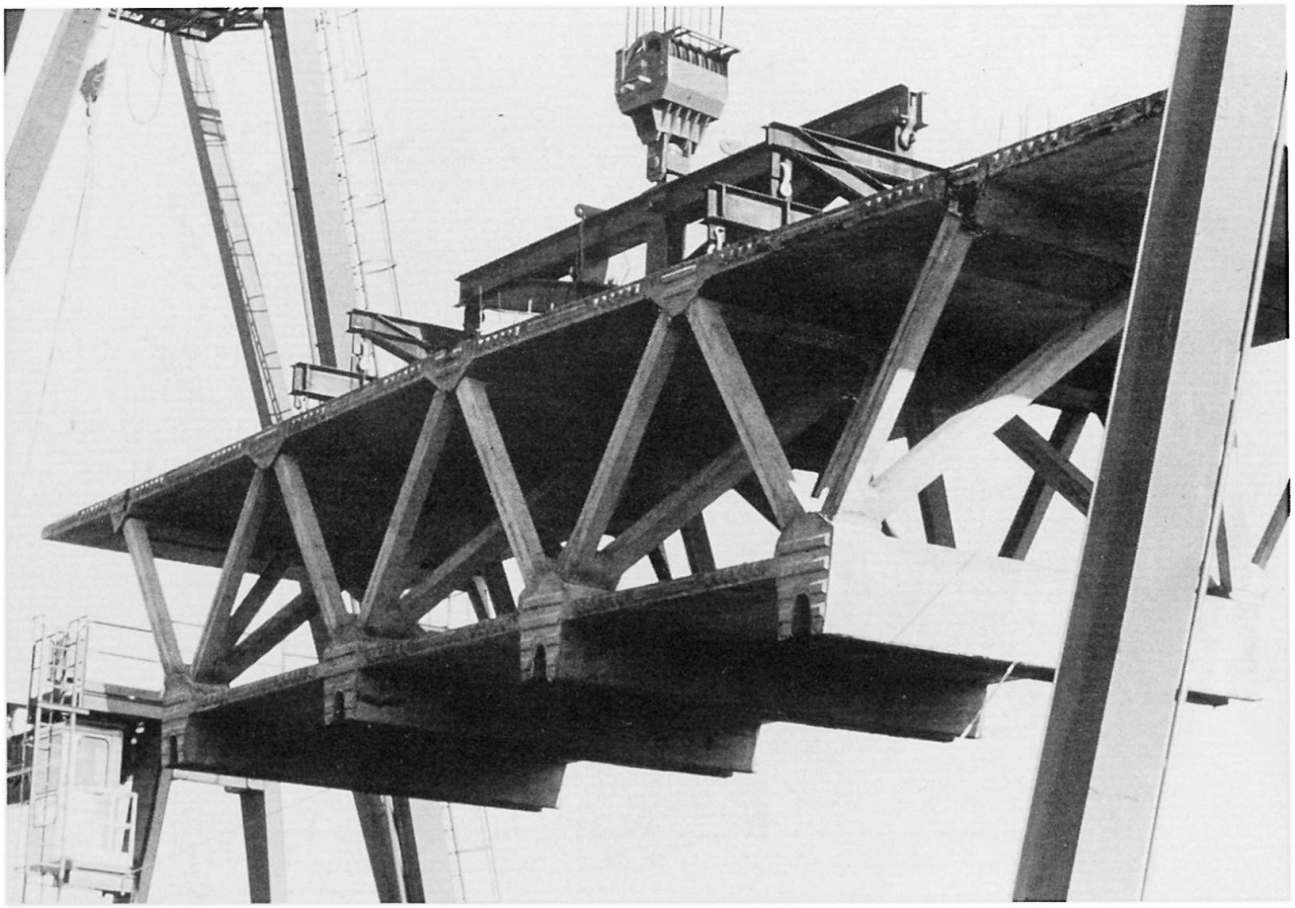
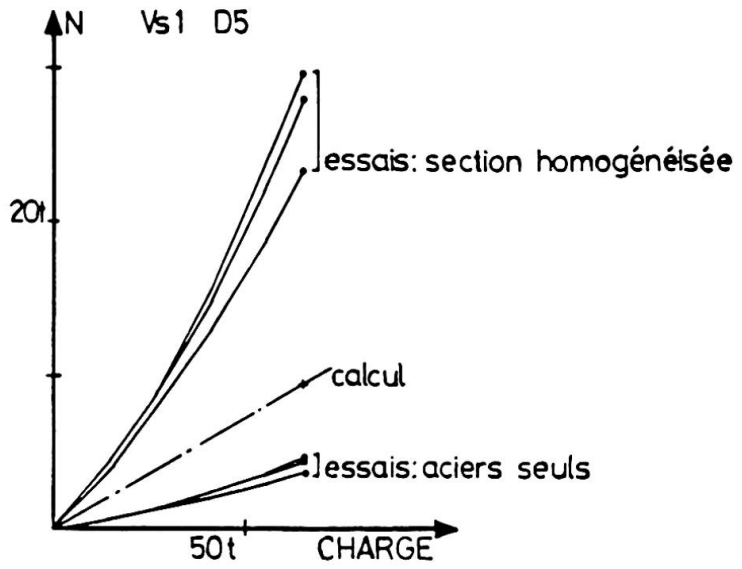


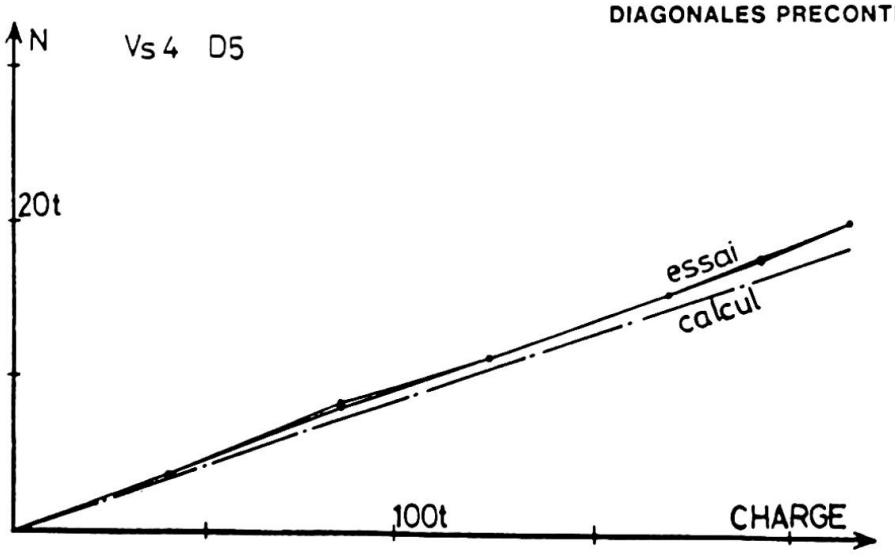
Figure 1 – Manutention d'un voussoir préfabriqué du pont de BUBIYAN

COMPARAISON DES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET DES RESULTATS DE CALCUL

DIAGONALES EN BETON ARME



DIAGONALES PRECONTRAINTES



3.2. Modèles de calcul

- Lors d'études préliminaires, il est tout à fait possible d'étudier d'une part la flexion, reprise pour la poutre en I constituée des hourdis seuls, et d'autre part l'effort tranchant repris par la triangulation seule.
- Pour des études de détails, une excellente précision est obtenue en utilisant un modèle de calcul à barres, avec des sections homogénéisées pour les barres comprimées et des sections réduites aux aciers seuls pour les barres tendues.

3.3. Fonctionnement de la structure

D'une manière générale, le fonctionnement en phase de service est totalement satisfaisant.

En particulier, la linéarité des déformations au cours des diverses phases de chargement, ainsi que leur réversibilité ont été remarquables.

En outre, ce comportement est resté satisfaisant sous charges de service multipliées par 2.7.

En conséquence, il est possible de conclure que malgré la fissuration naturelle des diagonales en béton armé, cette structure conserve un comportement parfaitement élastique.