

Zeitschrift: IABSE reports = Rapports AIPC = IVBH Berichte

Band: 55 (1987)

Rubrik: Subtheme 4.3. Innovation in the field of structures

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: 14.02.2026

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

SOUS-THÈME 4.3

Innovation in the Field of Structures

Innovation dans le domaine des structures

Neuerungen auf dem Gebiet von Bauwerken

Leere Seite
Blank page
Page vide

Demountable Bridge Spans Made of Prefabricated Box Beams

Ponts démontables réalisés avec des poutres en caisson préfabriquées

Abmontierbare Brücken aus vorgespannten Kastenbalken

Mieczyslaw WEGRZYNIAK

Assist. Professor
Wroclaw Techn. Univ.
Wroclaw, Poland

Mieczyslaw Wegrzyniak, born 1944, graduated at Wroclaw Technical University in 1969 and received his doctorate of structural engineering in bridges in 1977. For ten years he carried out research under Professor J. Kmita on the design, development and behaviour of concrete bridge deck plates and box girders.

Zbigniew MANKO
Visiting Assoc. Prof.
Florida Int. Univ.
Miami, FL, USA



Zbigniew Manko, born 1946, received his civil and structural engineering M. Sc. degrees at the Wroclaw Technical University in 1970 and PH. D. degree in 1975. He is now a Visiting Associate Professor at Florida International University and is involved in research in the bridge and finite strips method area.

SUMMARY

The results of tests on prefabricated prestressed reinforced concrete box beams are presented. Beams of this type can be used for the construction of demountable spans of road bridges. Some of the results obtained from the tests are compared with results yielded by the finite strips method.

RÉSUMÉ

L'article présente les résultats d'essais de poutres en caisson en béton armé, qui ont été préfabriquées et précontraintes. Des poutres de ce genre peuvent être utilisées dans la construction de ponts-routes démontables. Quelques résultats d'essais sont comparés avec les résultats dérivés de la méthode des bandes finies.

ZUSAMMENFASSUNG

Es werden Resultate von Versuchen mit vorgefertigten, vorgespannten Kastenbalken aus Stahlbeton vorgestellt. Balken dieser Art können in der Herstellung von abmontierbaren Straßenbrücken verwendet werden. Einige Versuchsergebnisse werden mit Resultaten der begrenzten Streifen-Methode verglichen.



1. INTRODUCTION

Demountable bridges are commonly used as metal constructions in by-pass objects, on forest tracks at felling areas, as well as for military purposes. They are usually made of rolled metal elements joined with screws, high tensile bearing-type bolts or pins. Concrete as a material for the building of demountable bridges is rarely used. However, due to their functional qualities the constructions of this type are more and more frequently employed. Concrete constructions are hardly used for building demountable bridges because of their considerable weight and inconvenience of joining them into a span. They are, however, superior to steel structures due to their longer service life, functional qualities and smaller labor demands.

Adaptation of typical prefabricated prestressed and reinforced concrete beams for demountable bridges building as well as some results of experimental and theoretical investigations corroborating their usability are presented in the paper.

2. DEMOUNTABLE SPANS

Prefabricated box girders are commonly used (also in Poland) to build small and middle-sized bridges. Prefabricated box-section elements are joined into a span by means of a wet poured reinforced plate [1]. Typical beams are 9-18 m long but their height varies. A typical prefabricated span for the theoretical length -

17.50 m is shown in Fig.1. Box girders filled with a light material are of simple shape and small weight which does not exceed 80 kN for a beam 18 m long. These characteristics make the girders especially suitable for demountable bridges of small and average spans. Cross-sections of demountable box bridges of partially changed reinforcement are shown in Fig.2. Since shackles are closed, the top surface of the beam is smooth, only assembly slings protrude

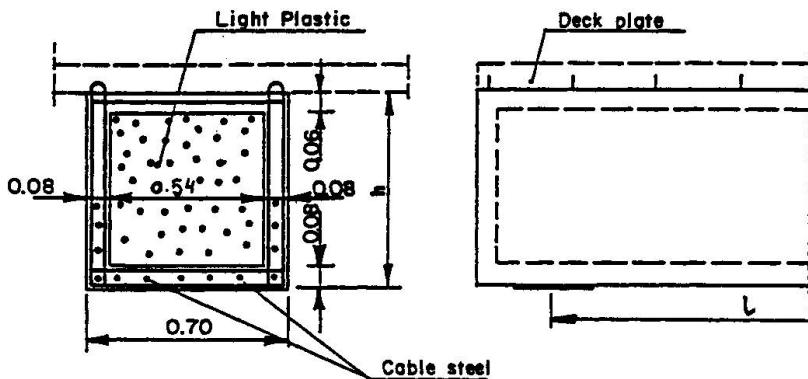


Fig.1 A typical prefabricated box span $l = 17.50$ m

slightly. In the cross-section shown in Fig.2a, a curb with rails made of angle or channel bars, fastened by means of a rifle anchor is concreted of the lateral box element (right or left). Other elements of the railing are fastened with screws. Box beams placed side by side form the bridge deck on which, after sealing contacts between the beams with fibreboard, an asphalt carpet 0.03-0.05 m thick is laid, thus covering assembly slings of the beams. Operation life being terminated, the asphalt-concrete bridge flooring is removed and all the other elements are demounted and transported to another place. A demountable bridge of a smaller load capacity with separated box girders is shown in Fig.2b. Prefabricated reinforced slabs of the plate deck (1.40 x 2.00 x 0.10 m) of full section or with vertical holes (to reduce weight and drain off rain-water) form the road. Different cross-sections of prefabricated beams are shown in Fig.3 [1], [4]. The main box-section (or I-section) girder is split vertically into two channel-section elements in order to reduce the weight of the box elements. The channel-section elements are joined into beams on the spot by means of high tensile bearing-type bolts or demountable bar cables. The main channel elements are made as reinforced elements from B-30 concrete and $Q_r = 360$ MPa steel. Un-

desirable initial prestressing strains of elements do not occur due to the use of reinforced concrete. Methods of joining the elements into a span shown in Fig.3 are similar to those presented in Fig.2 except the method shown in Fig.3b, where the section is prestressed by means of demountable bar cables.

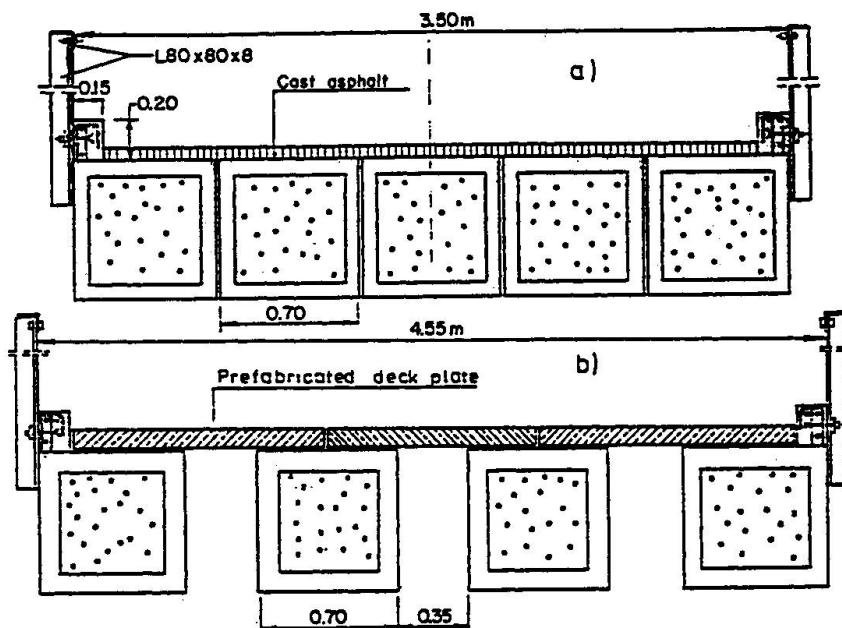


Fig. 2 The cross-sections of demountable reinforced box span

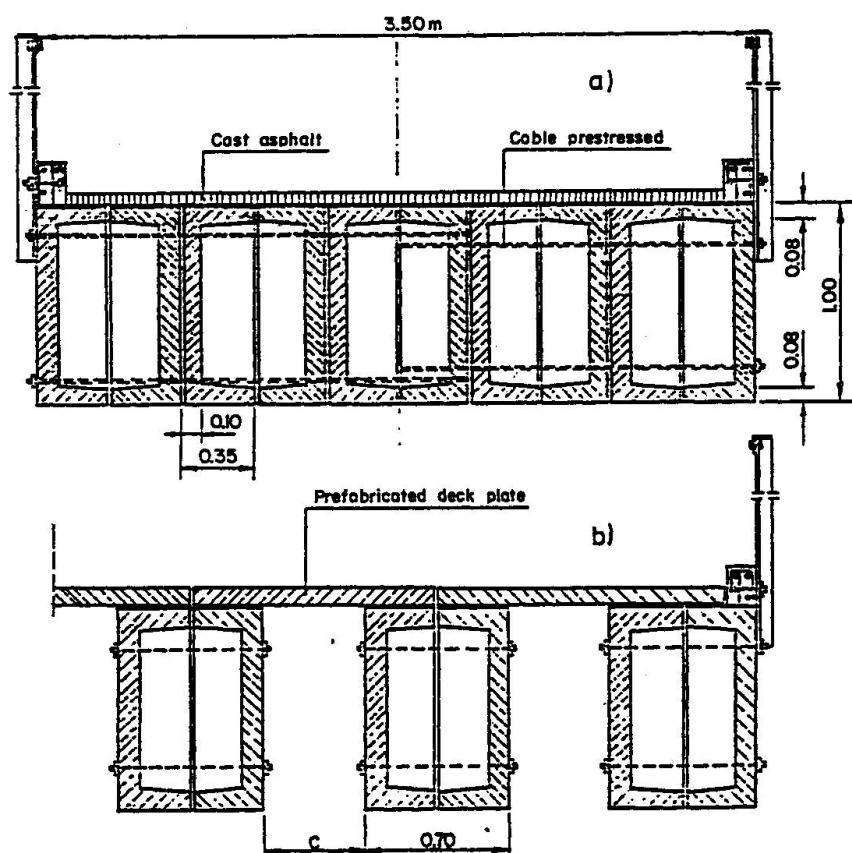


Fig. 3 The cross-sections of demountable prefabricated box span



3. EXPERIMENTAL AND THEORETICAL INVESTIGATIONS

The presented designs of prefabricated demountable bridges are characterized by the application of main box-section girders. The box-section has high flexural and torsional rigidity which is especially important in demountable bridges where there is no transverse mating between main girders and the load is often carried along the edges of beams, thus causing bending and considerable torsion of the section. The experimental and theoretical investigations were carried out to determine the work and load capacity of box beams. A calculation program based on the finite strips method and checked during the analysis of steel bridges was applied to the theoretical analysis [2], [3]. Loads were estimated after Polish loading standards according to which wheel loads placed along the

longitudinal bridge axis at every 1.60 m, were 60 kN. The schemes of loading realized during the experiments are presented in Fig.4. The results of the analysis for a closed-type box beam with the top deck of different thickness are presented in Fig.5. The theoretical analysis corroborated the high load capacity of the beams. Then, experimental investigations of a prestressed beam, selected from current production, were carried out. The detailed description and results of the experiments are published in [4].

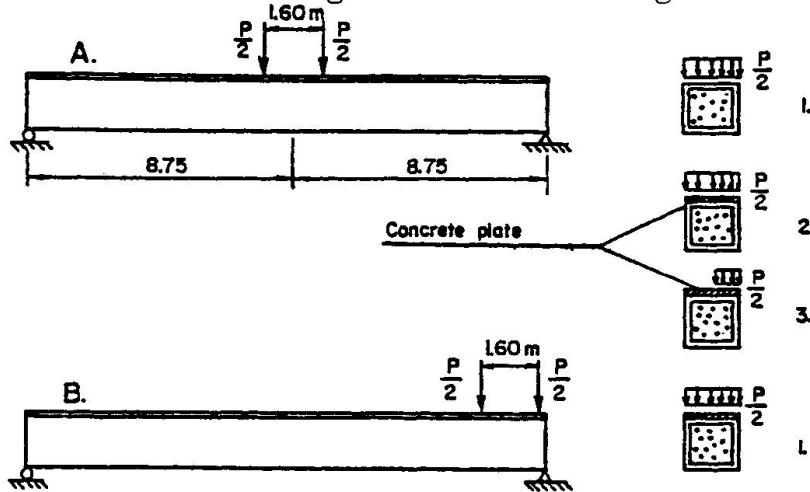


Fig.4 Schemes of loading during the tests

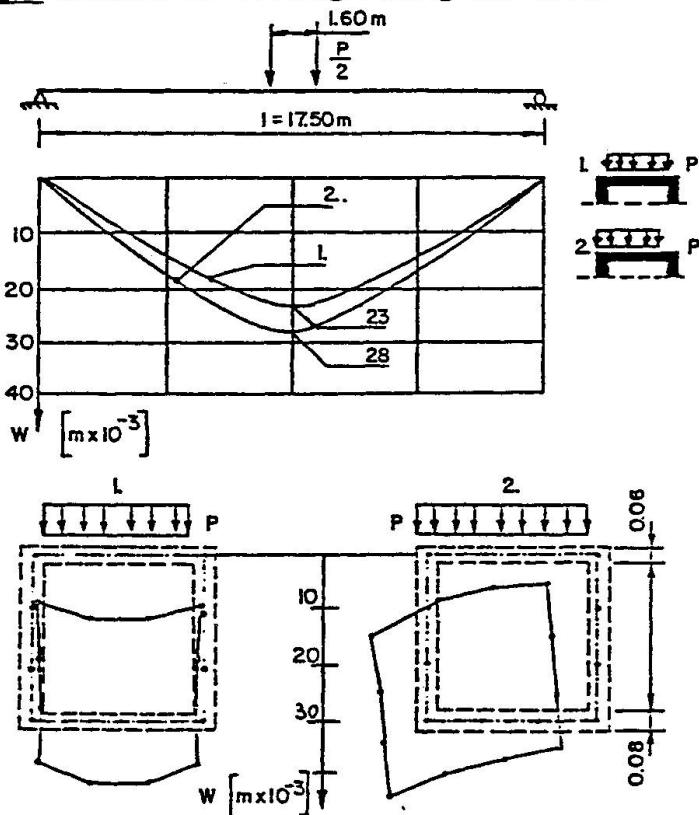


Fig.5 The results of the analysis for a closed-type box beam

The analysis aimed at:

- determining the actual load capacity and effort of the beams under increasing and cyclic loadings,
- estimating the effect of loading on permanent displacements of the beam,
- evaluating the work of the beams under torsional load (load causing torsion).

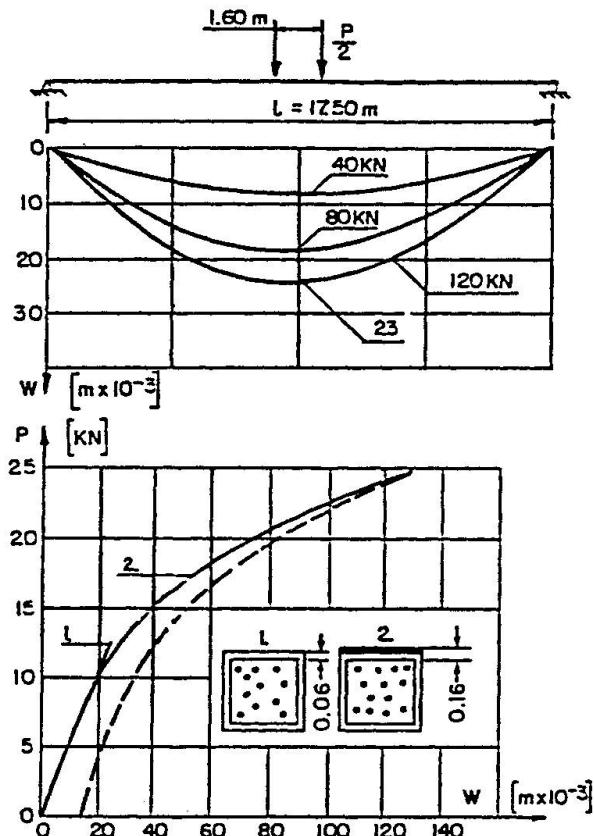


Fig.6 The exemplary distribution of displacements for A-1 scheme of load

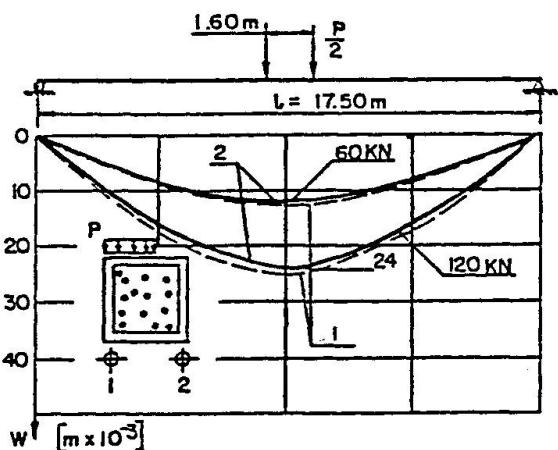


Fig.7 The relation between deflections and loads under maximal loading

The investigations were carried out on a test stand where necessary loads were imposed by dilating the beam and the supporting structure with hydraulic lifts. The force was measured by means of elastic dynamometers.

The investigations were carried out in the following way: after setting up the beam on the stand, the tests were carried out according to A-1 scheme. At this stage the maximal loading was 120 kN. Then, a reinforced concrete slab joined with a beam 0.08 m thick was concreted to the box beam, thus thickening its top plate. A-1 scheme was repeated and then A-2 and B-1 ($P_{\max} = 180$ kN) schemes were applied. The beam was subjected to recurrent loading of the amplitude of 20-120 kN and 2000 cycles and then it was destructed (A-1 scheme being applied). The exemplary distributions of deflections of the beam along its length for A-1 scheme before and after the imposition of recurrent loading as well as the relationship between displacements in the middle of the span and loads of successive schemes are presented in Fig.6. A-3 scheme was applied to examine the work of the beam under off-centre loading (when the edge of the beam is loaded by a vehicle). The relationships between displacements of vertical deflections of the central section of the beam and imposed loads as well as deformations of the cross-section under maximal loading (120 kN) are shown in Fig.7. It is worth noting that there is a linear dependence of strains and loading and that the measured maximal strains are smaller than the theoretical ones. Changes of strains in the concrete reinforcement of the beam are presented in Fig.8 as a function of increasing loading up to the breaking (failure) load. Strains in the strings increase linearly up to the load of 120 kN which corresponds to the scratching moment. The scratching load being exceeded, the inclination angle of the P/W decreases while the strains still increase linearly.

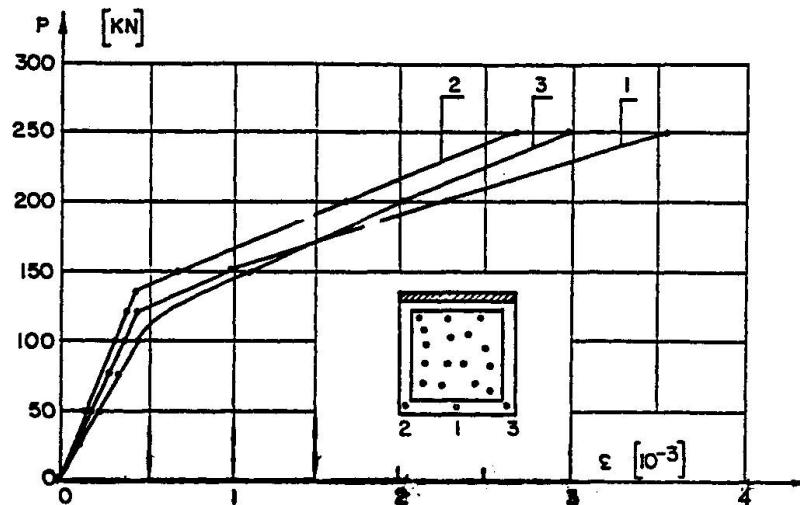


Fig.8 Changes of strains in the concrete reinforcement of the box beam

4. CONCLUSIONS

The investigations of the box beam showed that the prefabricated box-section girders may be applied for demountable bridge buildings. The application of these elements is especially advantageous because of their small dead weight and high torsional and flexural rigidities. These properties facilitates site assembly and transport of the elements and cut down the time of building the objects.

REFERENCES

1. KMITA J., Bridge spans as prefabricated prestressed concrete box girders. VII International Congress of the FIP, New York, USA, 1974.
2. MANKO Z., Statische Analyse von Stahlfahrbahnplatten. Der Stahlbau, West Germany, Vol.48, No.6, June 1979, S.176-182.
3. MANKO Z., Die Berechnung von Kastenbrückenfeldern. Der Stahlbau, West Germany Vol.49, No.8, August 1980, S.246-250.
4. WĘGRZYNIAK M., Strength analysis on hinged connections for prefabricated bridges. Reports of the Civil Engineering Institute of Wroclaw Technical University, Wroclaw, Poland, No.20/1977 (in Polish).

Les viaducs de Sylans et des Glacières

Sylans und Glacières Brücke

Sylans and Glacières Viaducts



Jacques BOUDOT
Ing. Chef de Service Adj.
Bouygues
Clamart, France



PHAM XUAN THAO
Ing. Chef de Service
Bouygues
Clamart, France



Bruno RADIGUET
Ing. Chef de Service Adj.
Bouygues
Clamart, France

RÉSUMÉ

Cet article présente les principales innovations des viaducs de Sylans et des Glacières situés sur l'autoroute A40 entre Mâcon et Genève. La structure du tablier est une poutre caisson tridimensionnelle en béton précontraint, constituée de voussoirs préfabriqués. La méthode de construction comporte quelques améliorations permettant de réduire les cycles de construction et les efforts transmis aux appuis.

ZUSAMMENFASSUNG

Dieser Aufsatz setzt die meisten Neuerungen der Sylans und Glacières : Brücke vor, die auf der A40 Autobahn zwischen Mâcon und Genève stattfinden. Der Brückenbelagstruktur ist ein aus Spannbeton dreidimensional Kastenträger, der aus vorgefertigten Säcken besteht. Die Neuerungen der Bauweise verfahren eine Verkürzung der Baukreisprozesse und der Stützenkräfte.

SUMMARY

This article discusses the novel design features of the Sylans and Glacières viaducts located along the A40 highway between Mâcon and Geneva. The decks of the structures consist of three-dimensional post-tensioned concrete truss girders composed of precast segments. The construction method involves some innovations leading to reduced erection times and decreased foundation loads.



1.0 INTRODUCTION

Les viaducs de Sylans et des Glacières situés sur l'autoroute A 40 Mâcon-Tunnel du Mont Blanc (fig. 1), actuellement en cours de réalisation, font appel à des solutions originales, tant pour la structure que pour le mode de réalisation. Ces ouvrages constituent une étape importante dans l'évolution des ponts en béton de moyenne portée.

Ces viaducs sont constitués de deux dalles, le hourdis supérieur et le hourdis inférieur, réunis par un réseau de treillis tridimensionnel précontraint (fig. 2). La géométrie des tabliers est complexe : les rayons de courbure sont variables avec un minimum de 424 m, ainsi que les dévers qui varient de -2,5 % à 6,5 %. Ces ouvrages ont une longueur développée de 2 x 1266 m pour le viaduc de Sylans et 2 x 214 m pour le viaduc des Glacières. Ces ouvrages portent chacun une chaussée de 9,75 m de large. La largeur de la structure est de 10,75 m.

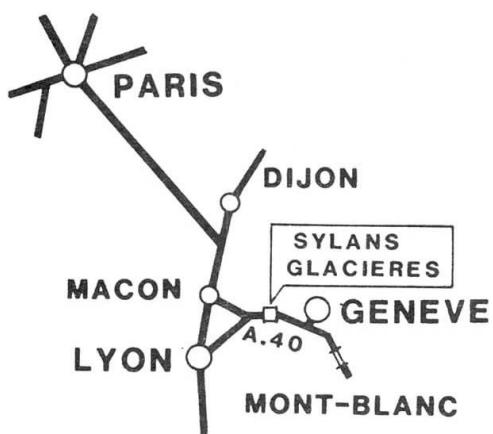


Fig. 1.

PERSPECTIVE D'UN VOUSSOIR

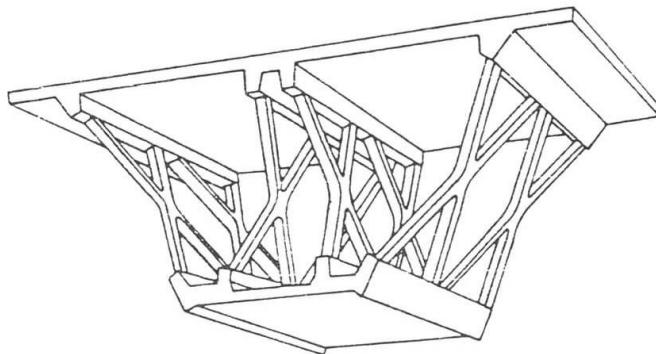
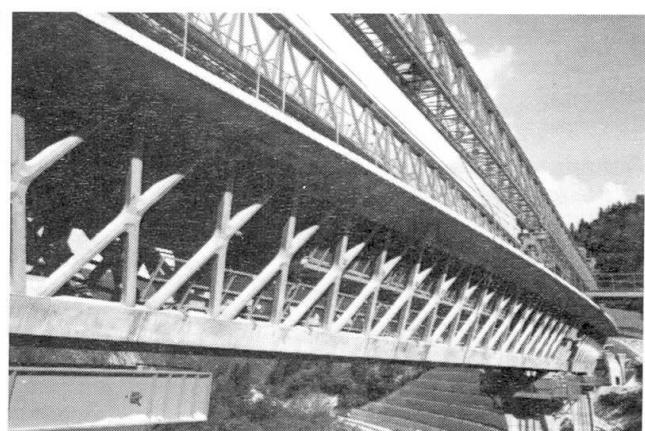
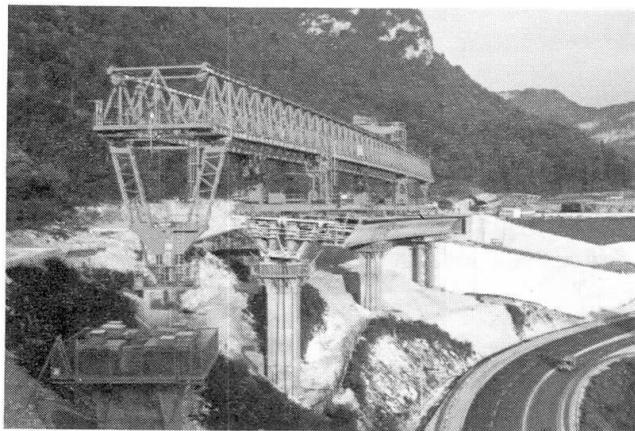


Fig. 2



2.0 RAPPEL HISTORIQUE

La conception du tablier est le fruit de l'expérience de l'Entreprise BOUYGUES qui a développé sous l'impulsion de Pierre RICHARD trois schémas de structures triangulées.

2.1 LA COUVERTURE DU STADE DE TEHERAN

Les poutres treillis du stade ARYAMEHR (TEHERAN-1974) de 82,30 m de portée constituent l'ossature secondaire de la toiture d'une piscine et d'une salle omnisport. La triangulation en N en élévation, s'écarte en V transversalement de manière à assurer la sécurité au déversement latéral dans les phases provisoires. Les diagonales de 0.40 m x 0.50 m de section se trouvent tendues sous le poids propre. Elles sont précontraintes par les câbles longitudinaux, qui se dévient au droit des noeuds inférieurs. Les montants naturellement comprimés ne sont pas précontraints. Ces poutres toutes parallèles s'encastrent dans deux poutres primaires caisson de portée 82,30 m également, réalisant un ensemble de 108,4 m par 108,4 m y compris les porte-à-faux de 13,05 m.

La construction a utilisé toutes les possibilités de la préfabrication. Les noeuds, les diagonales, les montants et les membrures sont préfabriqués, un clavage, à chaque extrémité, est coulé sur un banc d'assemblage. La poutre une fois précontrainte est levée puis ripée et solidarisée aux poutres primaires (fig. 3).

2.2 LE PONT DE BUBIYAN

Le pont de BUBIYAN (KOWEIT-1983) est constitué de 59 travées de 40.16m et d'une travée de 53.84m, réparties en 6 viaducs indépendants. Le tablier large de 18.20 m se compose d'une poutre caisson à 8 âmes triangulées transversalement. Chaque plan d'âme se compose d'un treillis en V avec montants dédoublés de part et d'autre des noeuds supérieurs. La mise en oeuvre des diagonales (20x20) et montants (16x20) est ici résolue grâce à la préfabrication de triangles en béton armé. Ceux-ci sont munis de barres en attente noyées dans les membrures lors du coulage.

La précontrainte longitudinale totalement extérieure se dévie au droit des noeuds inférieurs exerçant des efforts verticaux équilibrant ceux des charges gravitaires. Les diagonales n'ont donc qu'à équilibrer une part très faible de l'effort tranchant total. La limitation sévère de la fissuration garantit leur durabilité. Le tablier est ici assemblé travées par travées ; les voussoirs sont suspendus en porte à faux à un lanceur haubané. La conjugaison des voussoirs est réalisée sans résine (fig. 4).

2.3 LES VIADUCS DE SYLANS ET DES GLACIERES

Ces ouvrages sont d'une conception différente. Le schéma de triangulation longitudinale est donnée par des X situés dans quatre âmes inclinées. Toutes les diagonales sont précontraintes. La précontrainte longitudinale est partiellement extérieure. Des câbles intérieurs dits de goujonnage traversent tous les noeuds. La méthode de construction, pose de voussoirs préfabriqués en encorbellements successifs, exige l'utilisation d'unités de précontrainte de faible puissance, et des bossages régulièrement répartis le long des ouvrages (fig. 5).



STADE d' ARYAMEHR

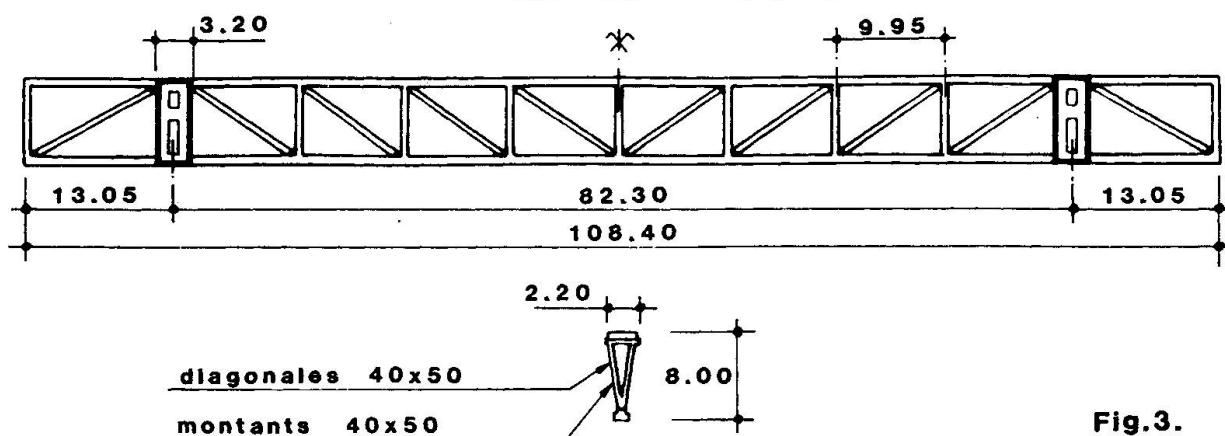


Fig.3.

PONT de BUBIYAN

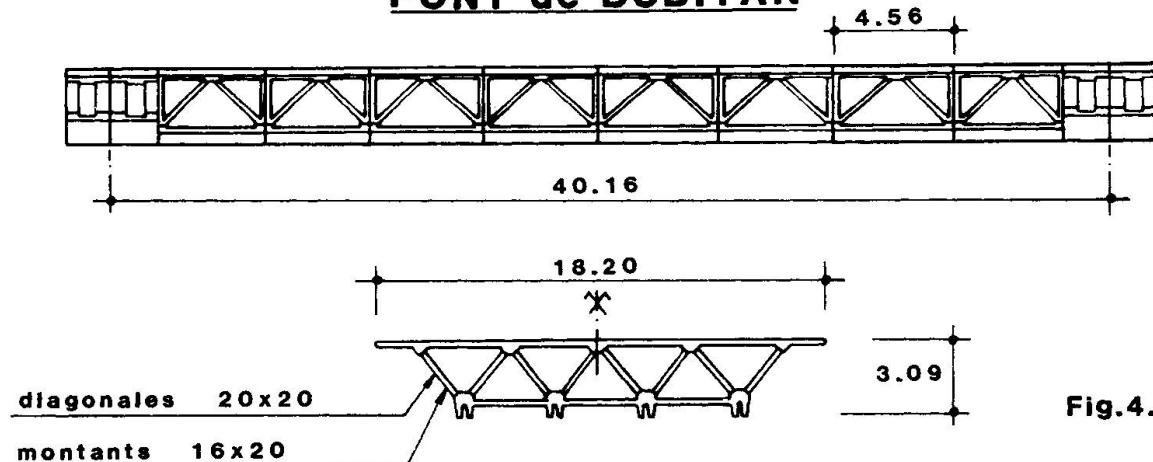


Fig.4.

VIADUCS de SYLANS et des GLACIERES

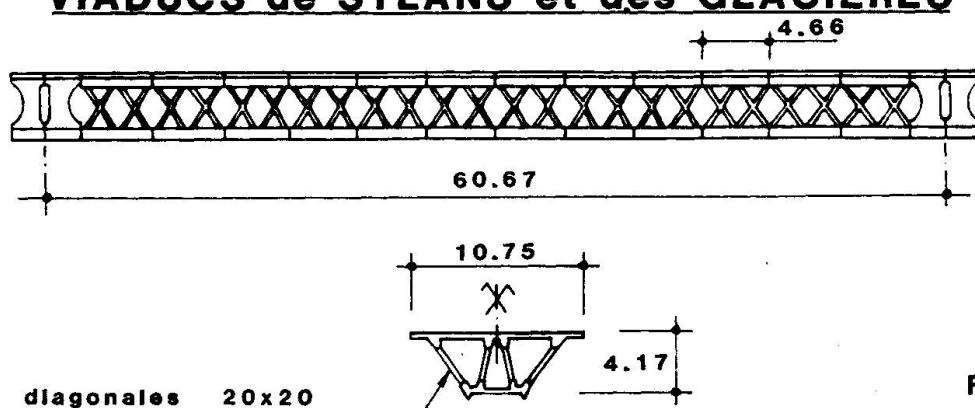


Fig.5.

3.0 BASES DU DIMENSIONNEMENT

Les règles de dimensionnement ont été fixées par l'Administration au moment de la mise au point du projet. Les principes suivants ont été retenus :

- Les fibres extrêmes du tablier restent totalement comprimées sous les sollicitations à l'état limite ultime.
- Tout noeud inférieur ou supérieur doit être traversé par au moins un câble intérieur au béton.
- Les diagonales sont précontraintes de telle manière que l'effort normal soit toujours une compression sous combinaisons de service. Les moments locaux sont repris par des aciers passifs justifiés en fissuration préjudiciable. A l'état limite ultime les aciers passifs et les surtensions des câbles équilibrivent les efforts de traction (fig. 6).

COUPE TRANSVERSALE

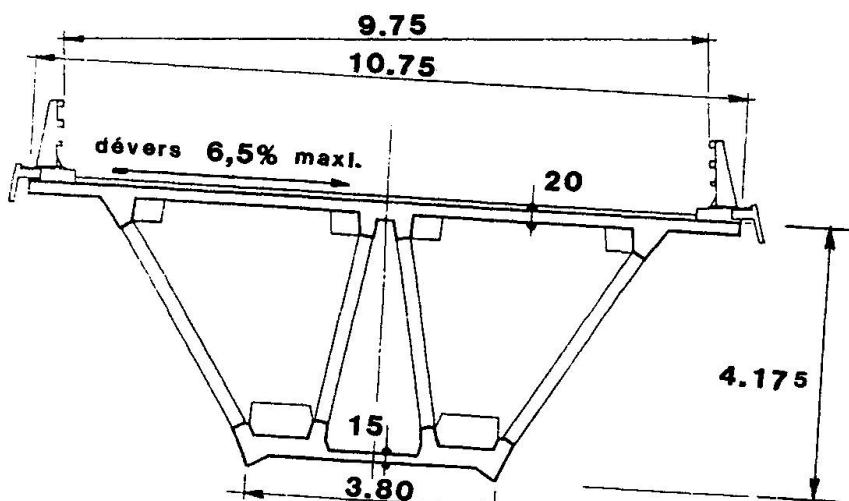


Fig.6.

4.0 PARTICULARITES DES OUVRAGES

La précontrainte extérieure est constituée d'unités 12T15 symétriques par rapport aux appuis, qui s'ancrent dans des bossages inférieurs communs aux blocs déviateurs. La limitation de l'effort du relevage par bossage a conduit à dissocier l'ancre et le déviateur. Certains de ces câbles se croisent en travée de manière à limiter la précontrainte de clavage à une paire de câbles 12T15. Comme recommandé dans les circulaires ministérielles, cette précontrainte est démontable. La protection des torons est assurée par une gaine continue de polypropylène injectée de coulis de ciment.

Les câbles de fléau supérieurs sont constitués de 4 câbles 4T15 par voussoir ancrés en bossage. Ces câbles sont provisoires et réutilisables, excepté 4 câbles intérieurs qui sont conservés (fig. 7).

Des câbles inférieurs 7T15 sont ancrés dans les voussoirs courants adjacents aux VSP. Ces câbles, intérieurs au béton, sont nécessaires au maintien des sections entièrement comprimées à l'état limite ultime. Il est prévu en plus, comme c'est l'usage, une précontrainte complémentaire pour pallier les aléas liés aux coefficients de frottement et une précontrainte additionnelle pour un renforcement ultérieur éventuel.



SCHEMA DE CABLAGE

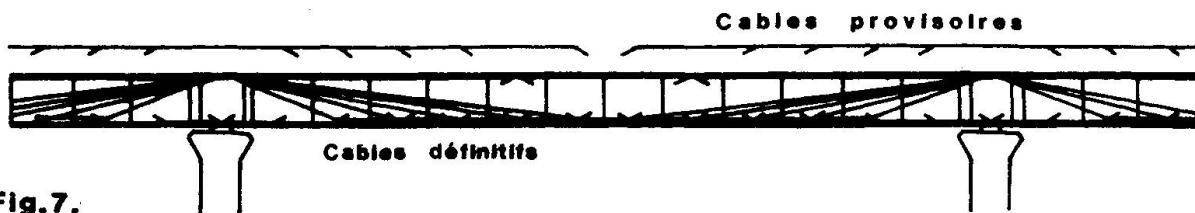


Fig.7.

Les voussoirs sur appui sont constitués de voiles de 20 cm inclinés nervurés qui permettent l'équilibrage des poussées de déviation des câbles extérieurs avec les réactions d'appui. Les nervures en V renversés ont été disposées côté intérieur pour le raidissement sous efforts transversaux. Les voussoirs de culée, demandent un soin particulier afin d'ancrer les 2 000 tonnes de précontrainte extérieure. La poutre transversale, de 1 m d'épaisseur, dans laquelle s'ancrent les câbles, est bloquée en rotation sur deux nervures transversales indépendantes des voiles extérieures.

Le Viaduc de Sylans (1 266 m de long) a été divisé en trois ouvrages. Ceci a nécessité 2 piles culées. Les voussoirs de pile culée, semblables aux voussoirs sur culée, doivent en plus assurer pendant la pose du fléau le monolithisme de la structure ; ils comportent pour ce faire un jeu de cales supérieures et inférieures permettant un brélage par les câbles de fléaux provisoires.

La résistance du béton des diagonales fixée par le CCTP à 37 MPa, a été améliorée pour obtenir une résistance élevée au jeune âge. Cette disposition est nécessaire pour raccourcir les cycles de stockage et de manutention de ces pièces minces. La résistance élevée du béton permet de limiter la fissuration des pièces au levage. Le module d'élasticité plus élevé permet de réduire leur déformabilité à la mise en tension et au stockage. En outre, l'amélioration des performances confère à l'ouvrage en service, une sécurité supplémentaire garantie de la durabilité des diagonales. La résistance caractéristique du béton atteint 65 MPa à 28 jours.

"X" ELEVATION

5.0 MODE DE CONSTRUCTION

Les ouvrages treillis permettent une préfabrication à différents stades. La préfabrication commence d'abord par les X. Il faut noter que ces pièces sont longues de 3.50 m et ont une section de 20 x 20 cm ; elles comportent deux tubes de 40 mm de diamètre, équipés de câbles 5 ou 10 ϕ 7 tendus ultérieurement. Le ferrailage est constitué de 8 barres de 20 mm pour les pièces les plus sollicitées (fig. 8). Ensuite, ces X sont mis en place dans la cellule où l'on coule le voussoir qui se limite aux deux hourdis avec leurs différents bossages.

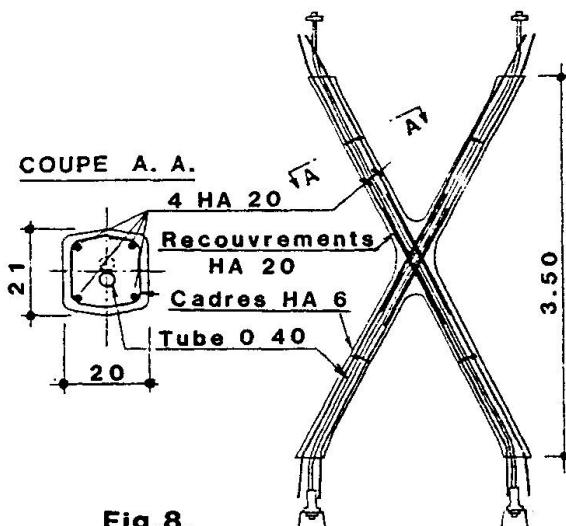


Fig.8.

Le seul point particulier est que l'on exécute ici des tronçons de 423 m, intégralement conjugués, ce qui nécessite une organisation très poussée pour le contrôle géométrique : mesures, traitement sur le site, et suivi permanent par le Bureau d'Etudes. Les voussoirs d'appui sont fabriqués dans la même cellule.

La pose est effectuée avec une bipoutre (celle qui a posé les viaducs de l'échangeur de St Maurice près de Paris) prévue pour ne pas avoir à se déplacer au cours de la pose d'un fléau et pour poser les voussoirs par paire, symétriquement par rapport à la pile (fig. 9). Cette poutre est équipée de suspentes permettant la suspension provisoire du voussoir avant, le voussoir arrière étant toujours suspendu au portique de pose. Cette disposition permet de réduire de moitié les moments de déséquilibre transmis aux appuis. Par sécurité il a été pris en compte le déséquilibre d'un demi-voussoir.

La mise en précontrainte de chaque paire de voussoirs est effectuée par 4 câbles 4T15 extérieurs, provisoires, et 2 barres inférieures de 36 mm de diamètre.

PRINCIPE DE POSE EN SYMETRIE

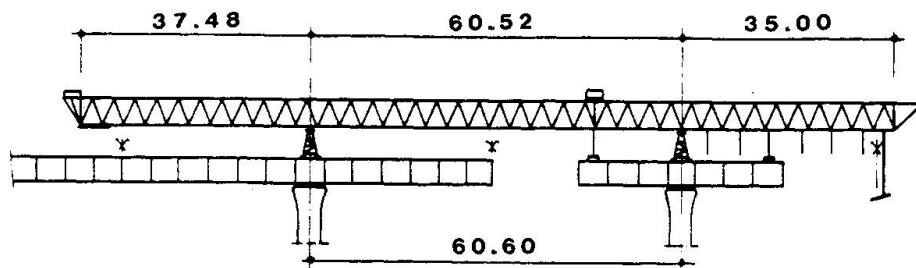


Fig.9.

Le fléau est construit 20 cm en avant sur 4 cales provisoires ; au moment du clavage, des appuis glissants sont interposés et le clavage est effectué par ripage du fléau. Un vérinage de l'ordre de 5 cm (vers le haut) est effectué antérieurement sur la pile précédente de manière à rendre parallèles les plans de joint au moment du clavage (fig. 10).

PRINCIPE D'ASSEMBLAGE DES FLEAUX

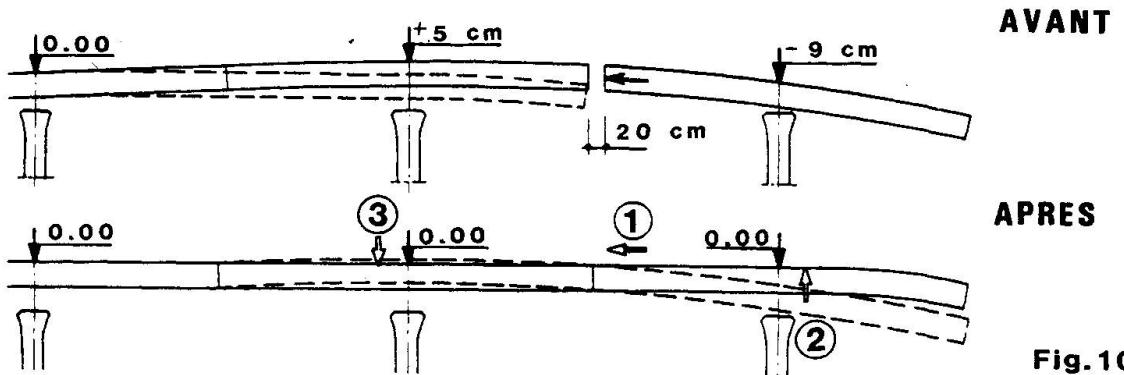


Fig.10.

6.0 CONCLUSION

Les viaducs de Sylans et des Glacières ont permis de progresser tant dans le domaine structurel par l'économie des quantités, que dans le domaine constructif par la réduction importante des cycles de pose.

En outre, la réduction des efforts dus aux déséquilibres en cours de pose, associé à l'allégement de la structure, ont permis un gain notable sur les fondations.

Leere Seite
Blank page
Page vide

Protection contre les chocs de navires dans le projet Euroroute

Schutz der Brückenpfeiler gegen Schiffsanprall im Projekt Euroroute

Protection of Piers against Impact of Ships in the Euroroute Project

Jean-Paul TEYSSANDIER
Directeur Technique
GTM - BTP
Nanterre, France

Jean-Paul Teyssandier, né en 1944, est ancien élève de l'École Polytechnique et de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Il s'est particulièrement occupé de la réalisation de grands ouvrages, dans l'Administration française, puis dans l'Entreprise.

Jean-Claude FOUCRIAT
Ingénieur en Chef
SOFRESID
Montreuil, France

Jean-Claude Foucriat, né en 1931, a obtenu son diplôme d'Ingénieur Arts et Métiers à l'ENSAM de Cluny (promotion 1949 - 1953). Jusqu'en 1977, sa carrière s'est déroulée en bureau d'études d'entreprise de construction métallique. Il est entré à SOFRESID en 1977. Il s'est occupé de projets de grandes ossatures métalliques dont de nombreux ponts importants.

Pierre BLANC
Directeur Technique
GTM International
Nanterre, France

Pierre Blanc, né en 1927, a obtenu son diplôme d'Ingénieur Arts et Métiers à l'ENSAM d'Aix-en-Provence en 1949. Il a fait toute sa carrière dans le groupe GTM. Durant les vingt dernières années il s'est occupé particulièrement de projets et de réalisations de travaux maritimes et off-shore.

Véronique MULLER
Ingénieur d'études
GTM - BTP
Nanterre, France

Véronique Muller, née en 1959, est Ingénieur civil de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. Elle s'est particulièrement intéressée au calcul des appuis des ponts du projet Euroroute.

RÉSUMÉ

Après une brève présentation du projet Euroroute de lien fixe trans-Manche, l'article décrit le système de protection des piles de pont contre le choc de navires importants. Celui-ci se compose d'anneaux en béton de grand diamètre, qui servent également de flotteurs pour la construction des ouvrages.

ZUSAMMENFASSUNG

Nach der Vorstellung des Projektes Euroroute, welches eine feste Verbindung durch den Ärmelkanal beinhaltet, wird das System beschrieben, welches die Brückenpfeiler vor dem Anprall grosser Schiffe schützen soll. Der Schutz besteht aus Betonringen mit sehr grossem Durchmesser, welche auch als Schwimmkörper beim Bau der Brücke dienen.

SUMMARY

In this paper, the Euroroute project for a permanent passage through the English Channel, is outlined. Then, the system of protection of piers against impact from large ships is described. This system consists of large-diameter concrete rings, also used as floaters during the erection of the structures.



1. PRESENTATION DU PROJET

1.1 - Introduction

Dans le cadre du concours lancé par les Gouvernements français et britannique en Avril 1985 pour la traversée de la Manche, le Groupement EUROROUTE remit une offre qui présentait une originalité technique certaine, étayée par des études approfondies.

Le Pas-de-Calais est un bras de mer d'environ 40 km de largeur et d'une profondeur maximale de 60 m au droit du franchissement. C'est la voie maritime la plus circulée au monde. Toutefois la navigation y est très réglementée et, de ce point de vue, plusieurs zones sont définies:

- au centre, sur 20 km de large, règnent les chenaux principaux de navigation, dans lesquels l'établissement de tout obstacle fixe est interdit.
- de part et d'autre de ces chenaux, se trouvent les zones côtières, dans lesquelles des obstacles fixes peuvent être implantés sous réserve de dégager un gabarit minimal de 400 m de large entre appuis.

1.2 - Caractéristiques principales du projet

La liaison routière du projet EUROROUTE se compose:

- d'un tunnel immergé, d'une longueur de 20 km, sous les chenaux principaux de navigation
- de deux ponts, l'un de 10 km dans la zone côtière britannique et l'autre de 7 km dans la zone française
- de deux îles artificielles assurant la liaison entre chacun de ces ponts et le tunnel immergé.

Parmi ces différents éléments, nous allons plus particulièrement nous intéresser aux ponts et à leur système de protection contre le choc des navires.

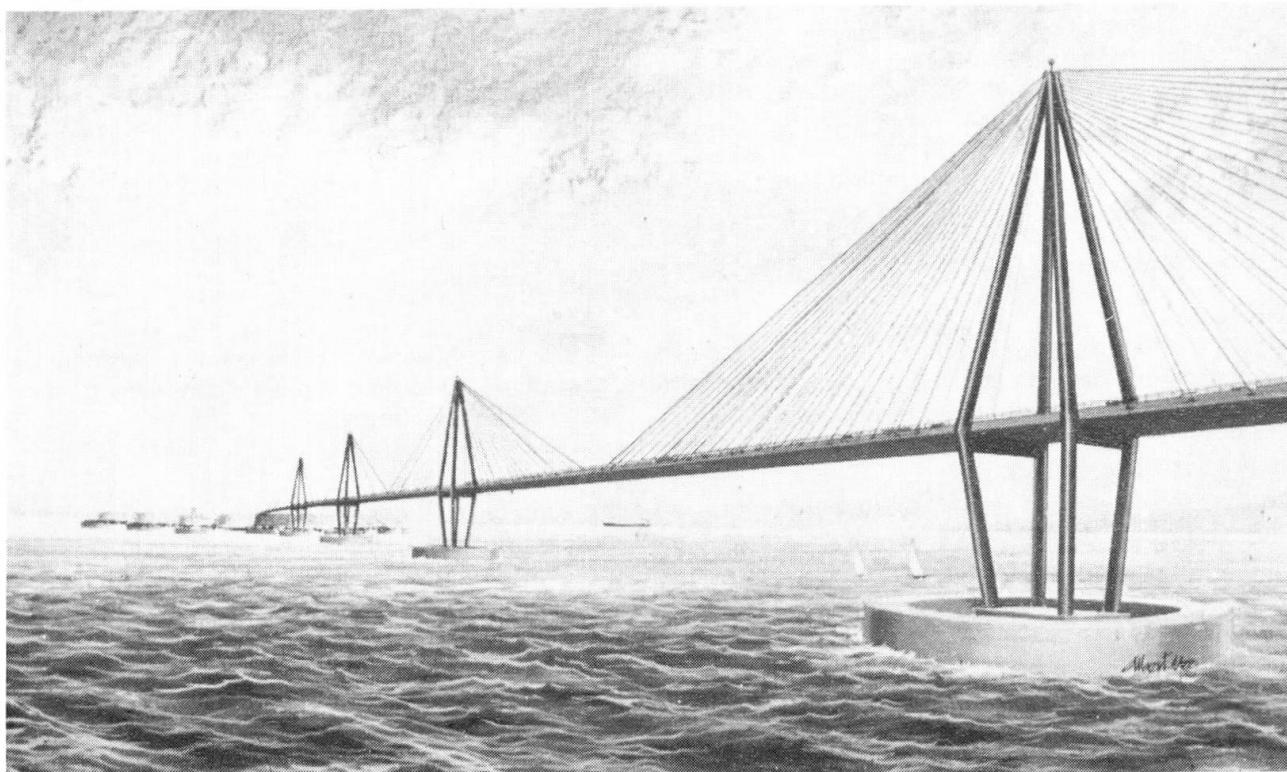


Fig. 1 - Vue générale d'un pont

2. PRESENTATION DES PONTS

2.1 - Caractéristiques principales des ponts

Les ponts se présentent comme une succession d'ouvrages à haubans de 500 m de portée. Chacun d'eux se compose de deux parties en porte-à-faux de 218 m, réunies à l'ouvrage voisin par une travée indépendante de 64 m de longueur.

Le tablier est formé d'un caisson métallique rectangulaire de 2,50 m de hauteur et de 22,10 m de largeur.

Les pylônes sont constitués de 4 tubes métalliques de 3,50 m de diamètre emplis de béton, formant une pyramide sur une hauteur d'environ 90 m au-dessus du tablier. Les haubans, ancrés de part et d'autre du tablier, convergent au sommet des pylônes (voir Fig. 2).

Les appuis sont constitués de caissons rectangulaires en béton, de 35 m x 20 m, cloisonnés.

Ces caissons sont directement fondés sur la craie affleurante au fond de la mer. Autour de ces caissons sont disposés des anneaux de protection en béton de 80 m de diamètre extérieur et de 16 m d'épaisseur. Caissons de fondations et anneaux sont lestés par du sable (voir Fig. 3).

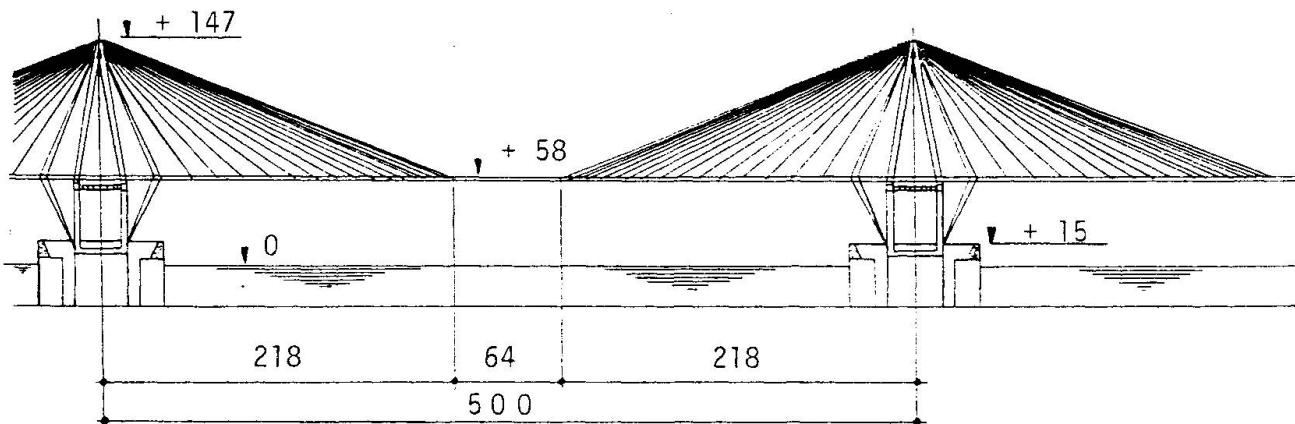


Fig. 2 - Elévation d'une travée de pont

2.2 - Raisons de ces dispositions

Les pylônes assurent à eux seuls la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis de la dissymétrie des surcharges et des efforts du vent. C'est la raison pour laquelle ils présentent 4 jambes convergentes au sommet, ce qui leur assure une excellente rigidité de flexion et de torsion.

De même la suspension latérale des haubans, avec convergence au sommet, assure une excellente rigidité de torsion, nécessaire pour la stabilité aéro-élastique.

L'existence d'une travée centrale diminue les cassures de profil en long aux extrémités des porte-à-faux sous l'effet des surcharges et assure une indépendance totale entre travées, pour éviter un effondrement en chaîne de l'ouvrage.

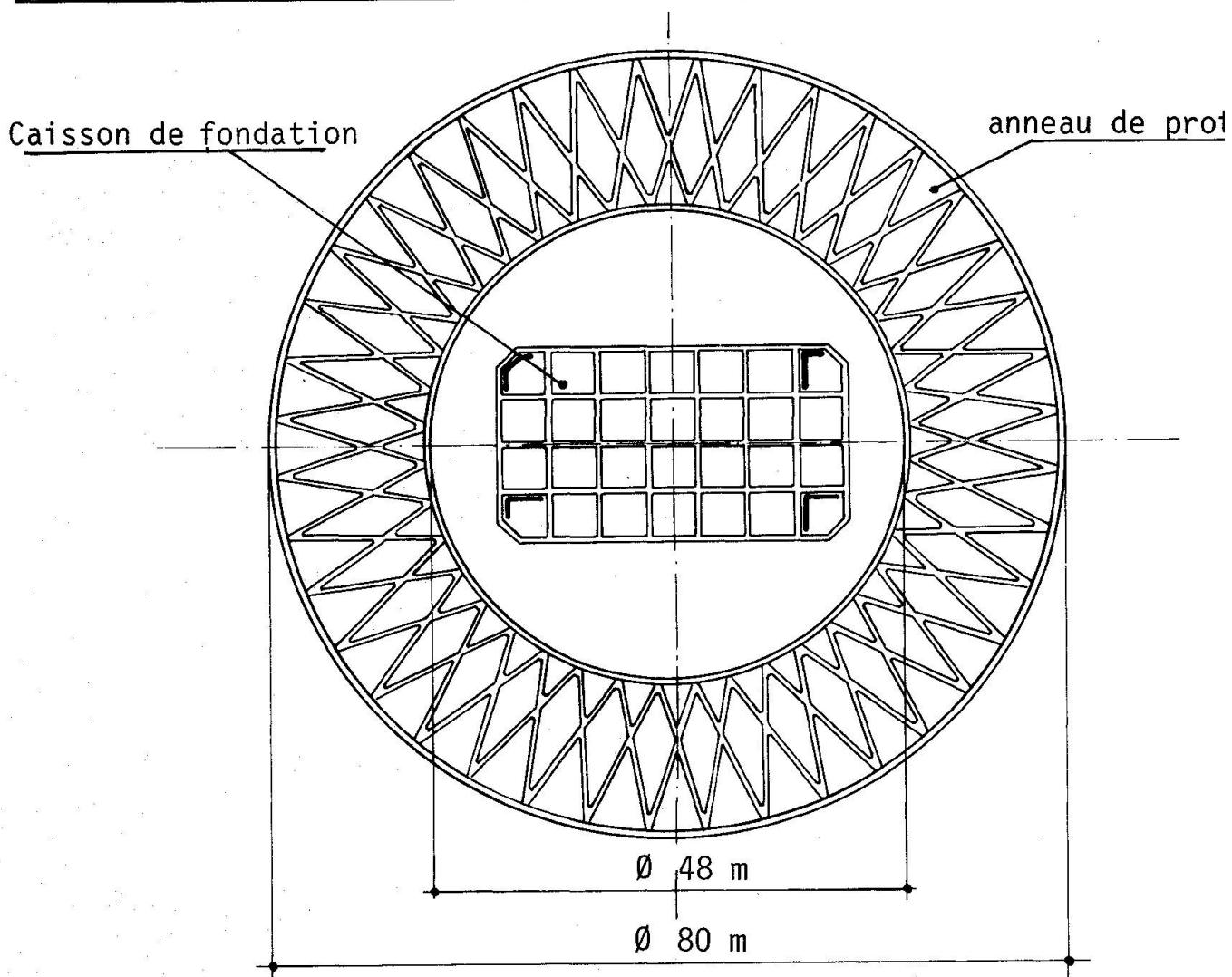


Fig. 3 - Caisson de fondation et anneau de protection

3. PROTECTION CONTRE LES CHOCS DE NAVIRE

3.1 - Présentation du problème

Les règles du concours prévoient que les obstacles fixes devaient résister au choc d'un navire de 300 000 tonnes lancé à 17 noeuds. C'est la première fois qu'une telle résistance est demandée à des appuis d'ouvrage.

Pour protéger les piles de pont contre des chocs de navires importants on a traditionnellement recours à des remblais. Or dans le cas considéré, la réalisation de tels remblais soulevait deux objections fondamentales:

- la profondeur d'eau et les houles importantes auraient conduit à mettre en place de gros volumes de matériaux, avec des carapaces de protection très importantes. Une telle réalisation aurait été forcément très coûteuse.
- d'autre part l'ensemble de ces îles aurait provoqué une obstruction importante du détroit, modifiant très certainement l'équilibre général des courants marins dans le secteur.

Ces raisons nous amenaient au contraire à concevoir des protections préfabriquées, qui puissent donc être aisément mises en place, et aussi compactes que possible.

3.2 - Estimation des forces d'impact

Pour concevoir de telles structures, il convenait tout d'abord de définir les forces auxquelles elles devaient résister.

Des études, menées en collaboration avec les chantiers navals membres du groupement EUROROUTE (Alsthom côté français, British Shipbuilders côté britannique), ont permis de déterminer la valeur des forces développées lors d'un impact entre un navire et un obstacle fixe, à partir des plans de navires existants.

Dans le cas d'un choc frontal, on a supposé que la totalité de l'énergie était absorbée par écrasement de l'avant du navire. Les études menées à partir de la structure d'un pétrolier existant de 317 000 tonnes de déplacement maximal, ont montré que la force d'écrasement en fonction de la longueur écrasée avait l'allure présentée en figure 4. On voit que celle-ci croît rapidement pour devenir constante et égale à 550 MN. La longueur écrasée, pour une énergie correspondant à une vitesse initiale de 17 nœuds, est de 26 m. Une telle longueur est insuffisante pour atteindre les premiers réservoirs du pétrolier.

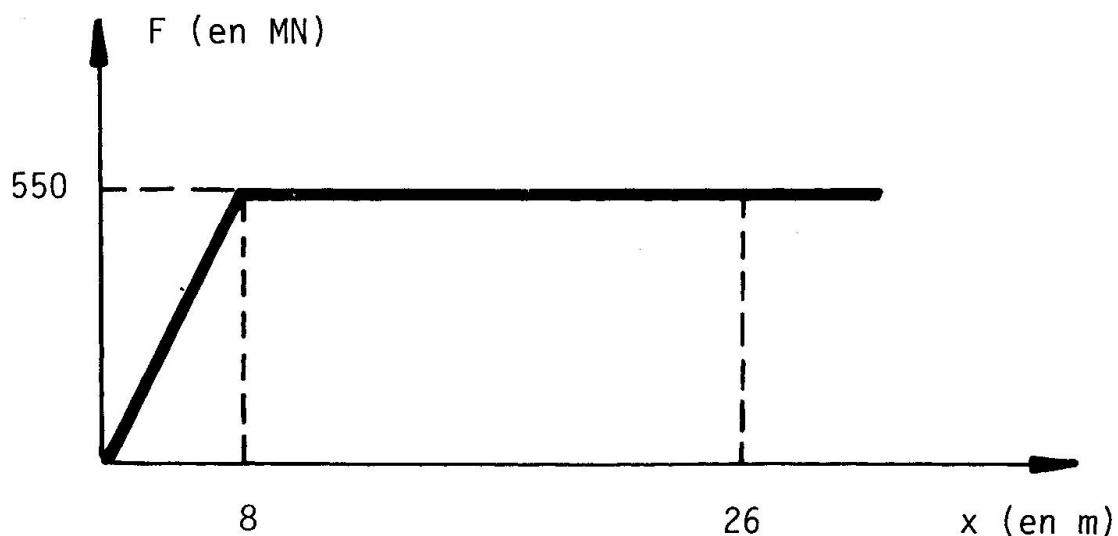


Fig. 4 - Force d'écrasement

Il est à noter que la valeur ainsi trouvée est tout à fait comparable à celle qui est donnée par l'estimation de Woisins.

Il y avait également lieu de considérer le cas d'un navire à la dérive, poussé par le courant et le vent contre une pile et venant heurter celle-ci latéralement à mi-longueur (cas le plus défavorable). Une étude conduite sur le même navire a conclu que, pour une vitesse de dérive de 4,5 nœuds, la force d'impact développée était de l'ordre de 500 MN et que le choc n'entraînait pas la rupture de la structure du navire.



3.3 - Conception de la structure de protection

Il a été décidé dès le départ de séparer les deux fonctions, d'une part appui du pont assuré par le caisson de fondation, d'autre part résistance au choc de navire assurée par l'anneau de protection. L'anneau sert en quelque sorte de structure sacrificielle destinée à être déplacée et même endommagée lors d'un choc important, sans que la fondation de l'ouvrage ait à en souffrir.

Par contre ce choix compliquait sensiblement la structure de l'anneau. Celui-ci est constitué de deux voiles cylindriques, d'un diamètre respectif de 80 m et 48 m, reliés entre eux par des murs verticaux en X. En haut et en bas de l'anneau se trouvent deux couronnes massives en béton. Les forces d'impact sont reprises par les murs verticaux en X et retrasmises aux couronnes supérieures et inférieures, qui assurent pour l'essentiel la résistance de la structure à l'ovalisation.

Une étude théorique, menée à partir du diagramme précisé ci-dessus, a montré que l'amplification dynamique en début d'impact reste très modérée. Le poids des anneaux est tel qu'il ne se produit aucun glissement sur le sol durant l'impact, pour un coefficient de frottement de 0,50.

L'intervalle laissé entre le caisson de fondation et l'anneau permet un léger déplacement de celui-ci, par exemple s'il se produit un choc d'une intensité plus importante.

3.4 - Autre intérêt de l'anneau de protection

Dans le cadre du projet envisagé, il était capital de trouver des méthodes d'exécution aussi peu tributaires que possible des conditions météorologiques et conduisant à un délai global aussi réduit que possible. De ce fait, il apparaissait exclu de construire sur place les 34 travées de 500 m.

Les anneaux de protection ont permis en fait de concevoir une méthode originale résolvant ce problème: il suffisait de préfabriquer dans un site protégé l'ensemble d'une travée haubannée de part et d'autre du pylône, puis de l'amener par flottaison sur l'ensemble caisson-anneau, et enfin de l'échouer à son emplacement définitif.

Des calculs théoriques, ainsi que des essais au Laboratoire National d'Hydraulique de Chatou ont montré la parfaite validité de cette méthode.

Design of a Floating Berth

Conception d'un poste de mouillage flottant

Projekt eines schwimmenden Anlegeplatzes

John R. WARMINGTON

Assistant Director
Rendel Palmer & Tritton
London, U.K.

David A. WAINWRIGHT

Senior Engineer
Rendel Palmer & Tritton
London, U.K.

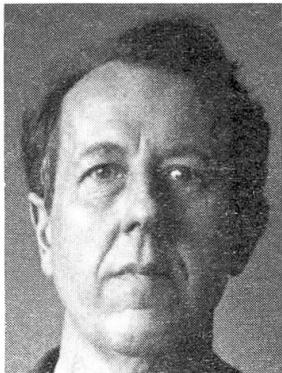
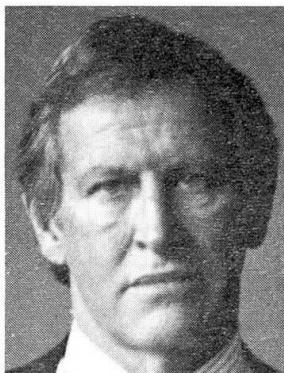
Peter W. J. CLARK

Civil Engineer
Dep. of the Environment
London, U.K.

John Warmington gained his engineering degree in 1950. Since that date he has worked in Africa and Canada and for the last 15 years on port related projects in the U.K. and the Far East, notably the container terminals of Liverpool, Bristol and Surabaya, Indonesia.

David Wainwright took his engineering degree at Imperial College, London in 1956. He has since worked in several design offices on projects involving water engineering, concrete structures and earth dams including a number of years on the Thames Barrier in London.

Peter Clark graduated in Civil Engineering in 1976 and has specialised in maritime works including the design, maintenance and inspection of coastal defences and port structures.



SUMMARY

The paper describes a covered berth for naval vessels, and the reasons underlying a novel and unique solution, which is a floating pre-stressed concrete twinhulled structure. The chosen geometry of the pontoons is discussed, model tank testing is described in some detail, together with the design procedures and an outline of the anticipated construction methods which contractors will adopt.

RÉSUMÉ

Cet article décrit un poste de mouillage couvert pour bateaux, et les raisons qui ont conduit à mettre au point cette solution unique entièrement nouvelle : celle-ci consiste en une structure flottante à double ponton en béton précontraint. La géométrie choisie pour ces pontons est expliquée et les essais de modèle en bassin sont décrits en partie. Cet article donne également un aperçu des études réalisées et un résumé des méthodes de construction prévues, qui seront utilisées par les entrepreneurs.

ZUSAMMENFASSUNG

In dieser Abhandlung wird ein überdachter Anlegeplatz beschrieben. Es werden die Gründe für eine neue und einzigartige Lösung, eine schwimmende Doppelrumpf-Struktur aus Spannbeton, angeführt. Es werden die gewählte Anordnung der Pontons diskutiert und die Modellversuche angesprochen zusammen mit den Konstruktionsvorgängen und einer Skizzierung der Vorgesehenen und von den Unternehmern anzuwendenden Baumethoden.



1. INTRODUCTION

- 1.1 This paper describes the design of the main elements of a floating covered jetty for special naval vessels, which will provide craneage as well as support services for the vessels while moored in the berth. A floating structure was chosen as the most cost effective solution because the depth of water, 70 metres, and the sea bed-rock at a slope of 40° would have rendered conventional piling extremely expensive. However, the floating solution poses problems since it will permit dynamic motions caused by wind, waves and tides.
- 1.2 The jetty will comprise twin pontoons, each 200m long x 25m wide, separated by 30 m of water, having a draft of 7m and a freeboard of 5m, and displacing 70,000 tonnes. At one end, the pontoons will be connected by a rigid box link and at the opposite end by an underwater tubular steel brace allowing vessels with a draft of up to 13m to enter the berth. The enclosure to the berth will be about 60m wide, a maximum of 45m high at the ridge and composed of aluminium clad structural steelwork. Two overhead electric travelling cranes and a two leaf vertical lift vessel access door will be provided. The jetty will be permanently moored to the shore by articulating tubular steel booms and provided with steel box girder bridges catering for a maximum tidal range of about 4m.

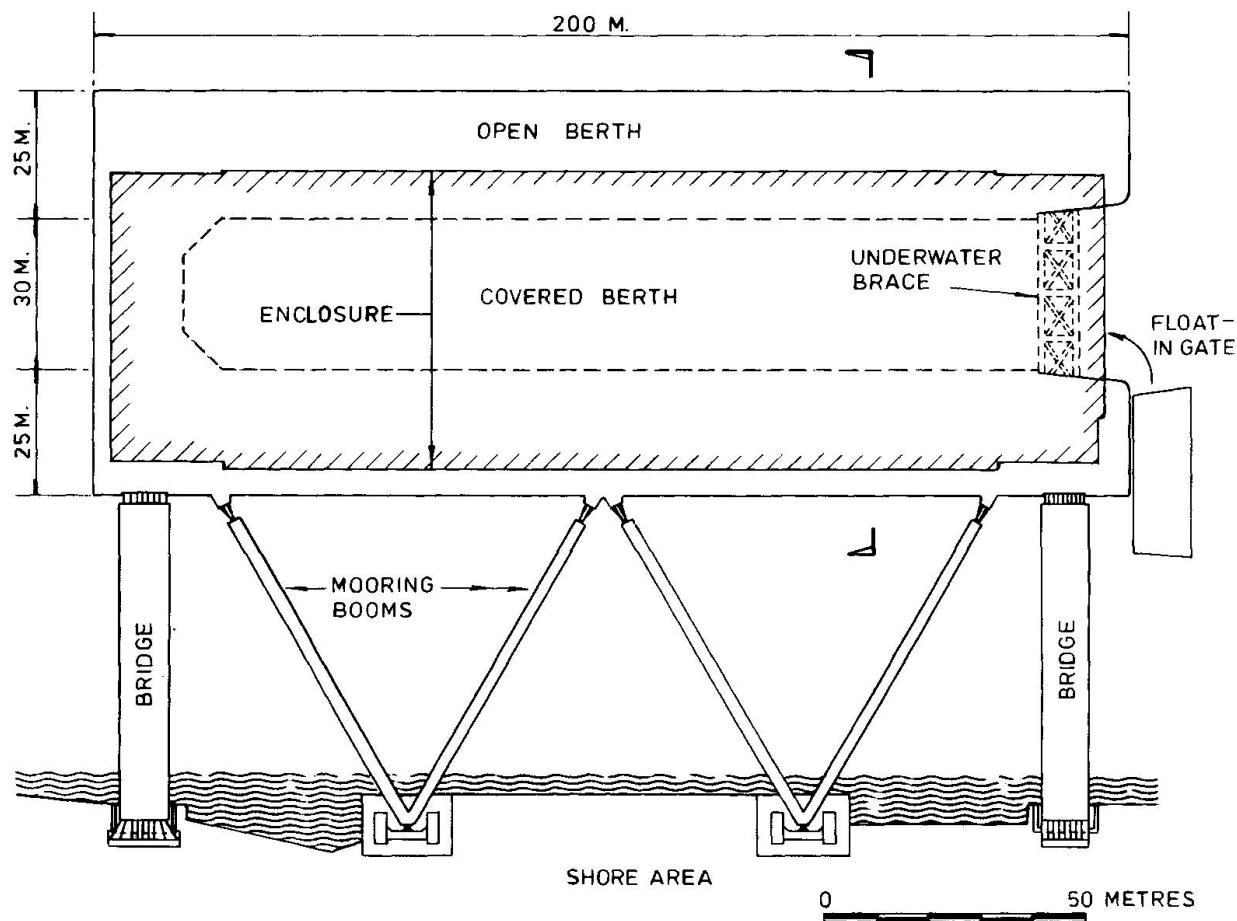


FIGURE 1 - PLAN

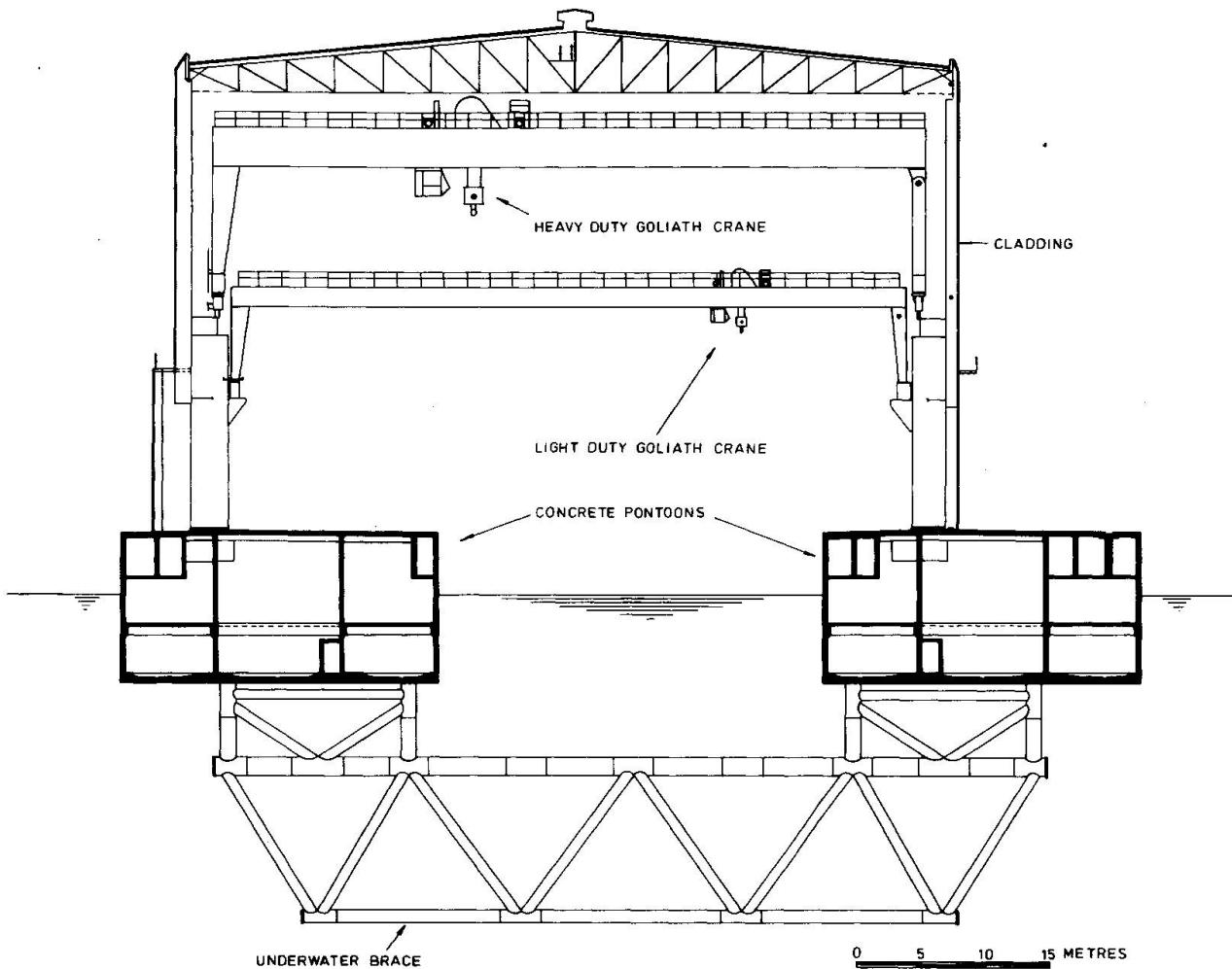


FIGURE 2 - CROSS - SECTION

2. STRUCTURAL FORM

- 2.1 The general layout of the jetty is shown in Fig. 1 and a typical cross-section in Fig. 2. The two longitudinal bulkheads in each pontoon are placed symmetrically to coincide with the eccentric enclosure column line on each pontoon. Spacing of the outer transverse bulkheads is limited by collision damage considerations, and is generally 30m. An intermediate deck is provided to support the outer walls against hydrostatic pressure, with internal transverse bulkheads at 15m centres, which both transfer the hydrostatic loads and add support to the bottom slab.
- 2.2 The hull girder bending moment, shear and torsion strength requirements strongly indicated that the pontoons should be longitudinally prestressed. A number of options were also considered for transverse and vertical prestressing, but for a number of reasons it was decided to use only unstressed reinforcement transversely. Local shear stresses were the major parameter in determining wall and slab thickness and haunching for the basic rectangular hull section.



3. MODEL TESTING

- 3.1 To prove the operational acceptability of the jetty, model tests were commissioned at the laboratories of Hydraulics Research Ltd. Initial tests identified the motion characteristics of the structure, in operational, and extreme wind, wave and current environments. Later tests were undertaken to assess accurately the absolute and relative motions of the prototype jetty and vessel moored within the enclosed berth. The test tank and model jetty are shown in Plate 1.
- 3.2 Surge, sway and yaw of the structure were measured using metal probes, fixed to the floating jetty, positioned between electrodes in fluid filled pots supported on a rigid platform within the enclosure. Heave, pitch and roll motions were obtained by summation of the outputs from twin wire resistance probes fixed to the jetty. Axial boom forces were measured by strain gauged proof rings. Typical maximum motion and force figures for an extreme 1 : 100 year return wind case are shown in Table 1.

Table 1

100 year return conditions - typical maximum force and motion figures

	Tonnes		Surge, m	Max 0.28	Min 0.19
	Max	Min			
F 1.1	621	507	Surge, m	0.08	0.16
F 1.2	565	445	Sway, m	0.05	0.04
F 2.1	759	573	Heave, m,	0.13	0.11
F 2.2	562	432	Yaw, degrees	0.11	0.05
			Roll, degrees	0.14	0.11
			Pitch, degrees		

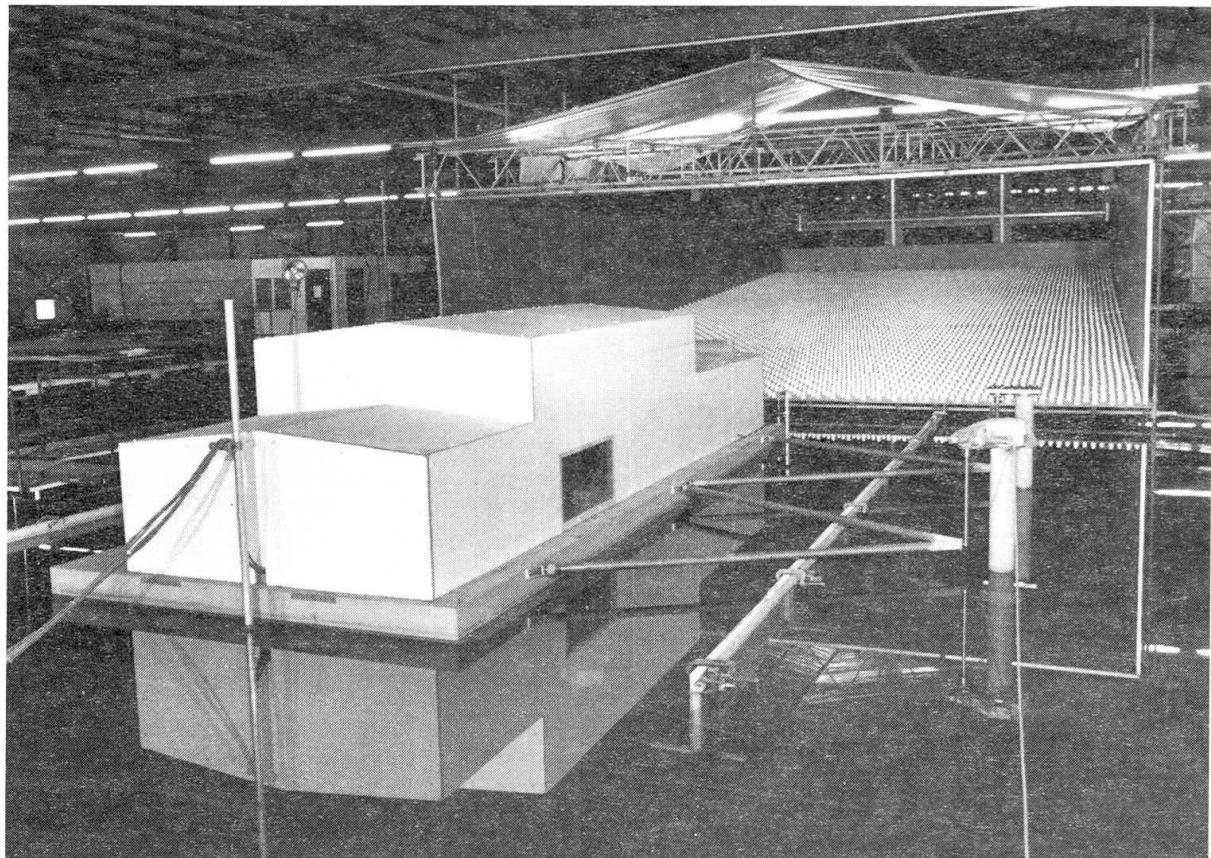
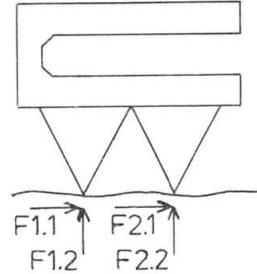


PLATE 1

4. DESIGN PROCEDURES

- 4.1 Preliminary design of the jetty was carried out using a simplified global model consisting of a detailed tubular brace structure with the two pontoons and the south link represented by line elements. From this it was possible to obtain stresses and deflections for the main pontoons and the brace. Although grillage analysis has been shown to be capable of giving accurate results for this type of structure, the finite element membrane method was chosen for the detailed analysis because of its flexibility. In particular, a detailed model of the closed end could be used with a relatively coarse model of the straight pontoon sections. Support conditions were modelled by using springs and restrained freedoms to give the correct mooring boom articulation and by distributed vertical springs representing buoyancy stiffness. Static loading was applied to simulate wave loads, wind loads, dead load, ballast tanks, prestressing, damage cases and collision forces as well as 8 different combinations of live loads giving maximum hogging, sagging, torsion and racking at key sections.
- 4.2 The structure is aseismically designed and can also be subjected to accidental collision forces. It is also necessary to ensure that certain sensitive plant items such as the crane load pendulum, the vessel access door and cantilevered service booms are not dynamically coupled to the pontoon motions.
- 4.3 After the finite element membrane analysis of the global loading had been first run, an approximate hand analysis was made to check on the magnitude and disposition of the prestress. Adjustments were made to achieve the most economic and effective use of the prestress and then the final part of the analysis was rerun. Post processor plotting of the envelopes of the membrane tensions, compressions and shears due to global loading then followed.
- 4.4 The cross-section including the service passageway walls and floors and

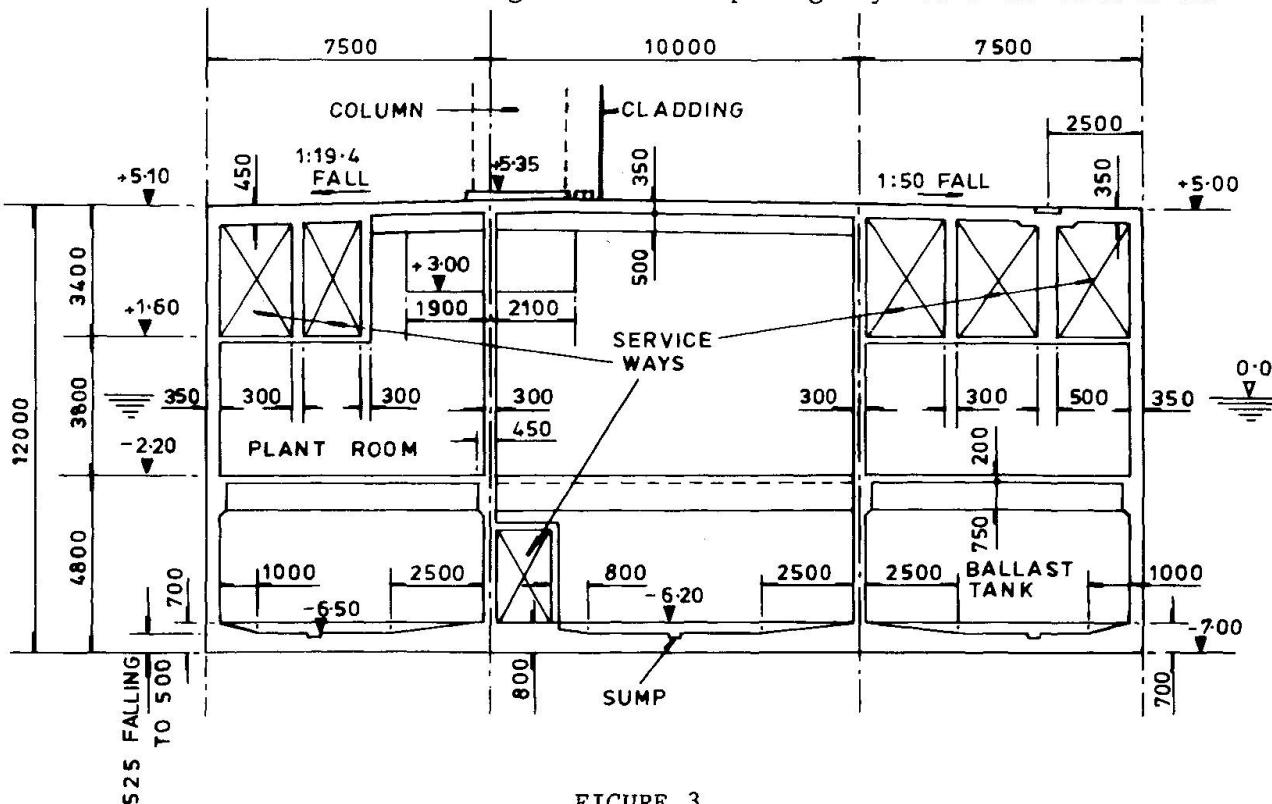


FIGURE 3



intermediate deck is illustrated in Fig 3. About 70 A1 size drawings have been produced to show the concrete outline and prestressing arrangements by computer aided draughting

4.5 The individual panels and loaded areas of the structure were analysed by conventional hand methods for the various local load conditions such as water pressure and plant loads. These were then combined with the stresses obtained from the global analysis, already adjusted to combine the membrane shears into direct membrane stresses. The areas of high external load such as mooring boom connection points, brace connections, bridge supports, and column bases were analysed by hand. Concrete member thickness has been minimised but is sufficient to ensure that the use of shear reinforcement in slabs and walls is not required. The deck is designed to carry heavy vehicles, cranes and stacked loads.

5. SERVICEABILITY

5.1 It is anticipated that the draft of the structure will be slightly lower than that required for operational requirements. Some of the cells in the lower part of the structure have been designated for water ballast and provided with a ballast water pumping system. It will be possible to trim the jetty fore and aft and athwartships.

5.2 Great attention has been paid to durability of the structure for minimum maintenance. The concrete specification is aimed at producing high strength impermeable concrete of 50 N/sq.mm characteristic strength. The minimum cement content will be 400 Kg/cu.m and at least 30% pulverised fuel ash or 50% blast furnace slag will be incorporated. Cover to reinforcement in the splash zone and exposed deck is 75mm, 50mm for submerged surfaces, and 30mm for internal surfaces except the ballast tanks which are 50mm.

5.3 Although a bilge pumping system will be installed it is expected that the structure will be virtually watertight. Construction joints will be carefully detailed with waterstops, and the longitudinal prestressing will assist in maintaining watertightness.

6. CONSTRUCTION

6.1 At the mooring site there is no land available or suitable for a construction yard, and therefore the jetty will be built elsewhere and towed to the Site.

6.2 The jetty is in effect a vessel without propulsion and construction is foreseen as being very similar to ship construction. Fitting out the jetty with plant, services, bilge and ballast systems, accommodation units and steel superstructure should be completed within the construction yard.

6.3 After the tow, mooring of the jetty in the permanent position will be a routine operation. The Contractor will have positioned the mooring booms on shore connections, with the outer ends supported on pontoons. Once the jetty is connected to the booms, the bridges can be placed and commissioning of the on-board plant will commence.

ACKNOWLEDGEMENTS

The thanks of the Authors are due to Mr. R.F.Hughes, Director of Civil Engineering Services and Mr. S.G.D.Duguid, Director of Works (Special Services) at the Property Services Agency - Department of the Environment, and to the Ministry of Defence (Navy) for permission to present this Paper.

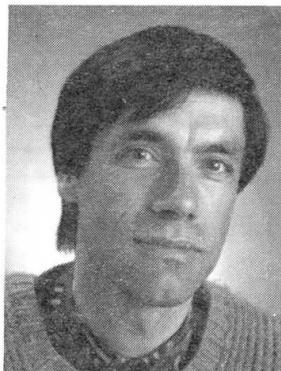
Aéroréfrigérants de la centrale nucléaire de Golfech

Luftkühltürme des Kernkraftwerkes Golfech

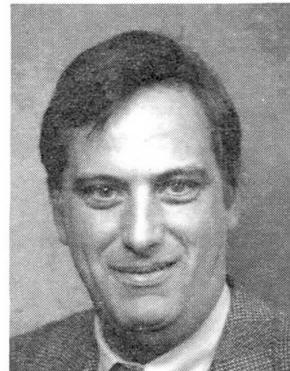
Natural Draught Cooling Towers of Golfech Nuclear Power Plant



P. BOZETTO
EDF – SEPTEN
Paris, France



L. DEMILECamps
GTM - BTP Travaux
Paris, France



J.M. TOURTOIS
GTM - BTP Études
Paris, France

RÉSUMÉ

L'article traite des réfrigérants atmosphériques à tirage naturel équipant la centrale nucléaire de Golfech. Outre leur hauteur qui constitue le record du monde actuel, ces ouvrages présentent la particularité d'être fondés sur des piles situées dans des plans verticaux radiaux. L'article donne un aperçu des problèmes d'études rencontrés ainsi que des innovations de mise en œuvre.

ZUSAMMENFASSUNG

Die Luftkühltürme mit Naturzug des Kernkraftwerkes Golfech werden vorgestellt. Neben der Höhe (zur Zeit die höchsten Kühltürme der Welt) haben sie die Besonderheit, auf Stützen zu ruhen, welche in radialen Vertikalebenen angeordnet sind. Der Beitrag gibt einen Überblick über die angetroffenen Probleme und Innovationen bei der Bauausführung.

SUMMARY

Natural draught cooling towers of Golfech power plant. These structures are outstanding because of their height, to date a world record, and also because they are supported by piers located in radial vertical planes. Some problems of the project are described, along with some constructional innovations.



1. INTRODUCTION

Les réfrigérants atmosphériques qui équipent les Centrales d'EDF comportent tous, à l'exception de ceux de CHINON qui sont à tirage induit, une coque en béton de grande hauteur dont la fonction est d'assurer le tirage par effet de cheminée. Pour s'adapter à l'accroissement des puissances unitaires des groupes turbo-alternateurs des centrales thermiques classiques puis nucléaires, les surfaces d'échange et le tirage, donc le diamètre et la hauteur des aéroréfrigérants, ont dû fortement augmenter :

Tableau n° 1

Evolution depuis une trentaine d'années :

SITE	Puissance Centrale	Diamètre à la base	Hauteur
Pont/Sambre 1	125 MW	67 m	93 m
Pont/Sambre 2 et 3	250 MW	82 m	110 m
Dampierre	900 MW	131 m	163 m
Golfech	130 MW	146 m	178,5 m

Un sujet de réflexion qui a récemment passionné les concepteurs d'aéroréfrigérants est le supportage de la coque. Pour l'homme de structure, le réfrigérant idéal est constitué d'une coque continue sans ouverture encastrée dans le sol.

Pour le thermicien, la meilleure coque est, au contraire, suspendue à bonne hauteur, au-dessus du sol. Entre ces exigences antinomiques le supportage par colonnes inclinées dites diagonales (en X ou en W) satisfait au mieux l'ingénieur de génie civil.

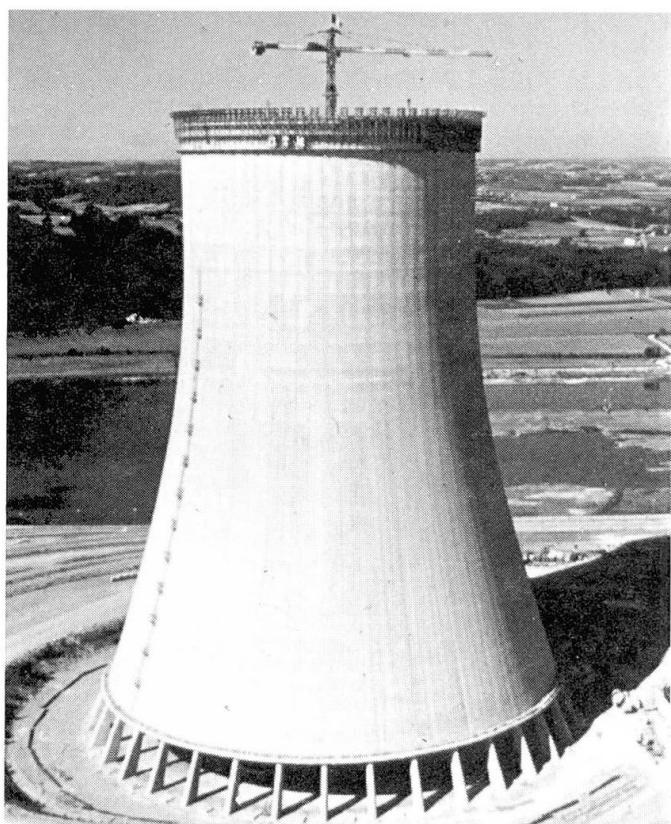
Mais les entrées d'air ne sont pas suffisamment dégagées, au détriment du rendement global de l'appareil.

C'est pourquoi EDF a préconisé un nouveau mode de supportage par piles situées dans des plans verticaux radiaux, procédé par ailleurs satisfaisant du point de vue du coût et de la facilité de réalisation.

Ainsi, on trouvera dans le tableau suivant l'évolution des caractéristiques géométriques des aéroréfrigérants du parc nucléaire EDF.

Tableau n° 2

CENTRALE	Tranche	Hauteur Totale (m)	Diamètre			Epaisseur du voile (m) Linteau	Supportage
			Sol	Col	Courant		
BUGEY	4 - 5	127	102	61	68	0,76	0,18
DAMPIERRE	1 à 4	165	131	77	83	1,08	0,21
ST.LAURENT B	1 - 2	125	175 (1)	84	88	0,97	0,20
CRUAS	1 à 4	155	132	78	81	1,10	0,21
CATTENON	1 à 4	165	205 (1)	84	88	1,05	0,21
BELLEVILLE	1 - 2	165	147	83	84	1,16	0,23
NOGENT	1 - 2	165	147	83	84	1,07	0,25
CHOOZ	1	172	153	85	88	1,55	0,25
GOLFECH	1	178,5	146	83	83	1,20	piles



Ainsi les réfrigérants de GOLFECH représentent la dernière évolution technique préconisée par EDF :

– Tirage naturel, contre-courant, supportage sur piles ; et de façon anecdotique puisque ne concernant pas les structures, dispositif de recueil de l'eau refroidie. En outre, leur hauteur totale hors sol exceptionnelle de 178,5 m (le record du monde actuel) permet d'augmenter le tirage, donc de diminuer la section à la base et ainsi d'optimiser le coût global de l'ouvrage (coque et équipements).

Fig. 1 : Vue générale

2. LES AEROREFRIGERANTS DE GOLFECH

2.1. Géométrie de l'ouvrage

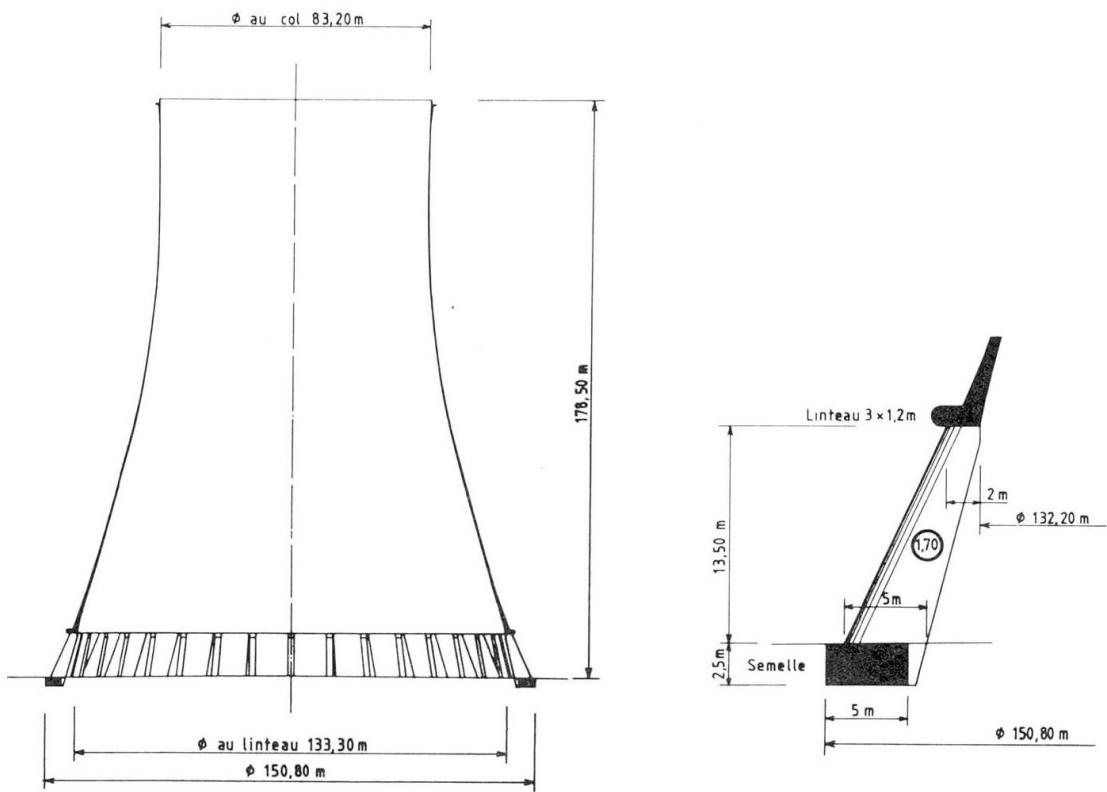


Fig. 2 : Géométrie de l'ouvrage



2.1.1. fondations

Semelle polygonale (5,00 m x 2,50 m hauteur) dont la ligne moyenne en plan est inscrite dans un cercle de 145,8 m de diamètre. En phase définitive, cette semelle est précontrainte par 24 câbles SEEE, FUC 12-600.

2.1.2. les piles

Sur cette semelle s'appuient les piles situées dans des plans verticaux radiaux. Ces piles ont une hauteur libre de 13,50 m.

Dimensions en plan des piles :

à leur base : 5,00 radial x 1,70
à leur sommet : 2,00 x 1,70

2.1.3. linteau

Ces piles sont liées à la coque par l'intermédiaire d'un linteau (section transversale : 3,00 x 1,20 hauteur).

2.1.4. la coque

Diamètre au linteau : 133,30 m

Diamètre au col : 83,20 m

Altitude du col : 146 m

Son épaisseur varie de 1,20 m à la base à 0,20 m au col.

La méridienne est constituée de 2 coniques (hyperbole sous le col, ellipse au dessus du col).

2.2. conception de la coque

Les calculs ont été effectués en appliquant les spécifications du CST d'EDF édition Mars 83. Les principaux cas de charges élémentaires à prendre en compte sont :

- Le poids propre
- La précontrainte
- Le vent
- Les variations dimensionnelles : température, retrait
- Les gradients thermiques (de fonctionnement, d'ensoleillement)
- Les tassements d'appuis.

Pour tous ces cas de charges, sauf les tassements d'appuis, le sol est pris en compte comme un matériau élastique; 3 valeurs du module de réaction du sol ont été retenues : modules permanent, semi-rapide, dynamique.

Outre les vérifications classiques d'intégrité des matériaux, béton en section homogène et fissurée, et aciers pour de nombreuses combinaisons de cas de charges élémentaires, nous devions vérifier :

- La stabilité de forme de la coque par la méthode de Bochum sous le cas de charges : poids propre + tassements + vent.
- La sécurité au flambement Eulérien sous le cas de charges : poids propre + vent
- La période propre fondamentale de la structure inférieure à 1,5 sec.

Les différentes phases de la conception ont été les suivantes :

- 1ère phase :

Prédimensionnement de la coque elle-même, c'est-à-dire de toute la partie de la structure située au-dessus du linteau.

Cette phase a consisté à optimiser la méridienne, dans la fourchette de géométrie autorisée, de façon à mettre en oeuvre un minimum de béton de coque. Cette optimisation a été faite à partir du critère de stabilité de forme de Bochum qui est déterminant dans le choix de

l'épaisseur de la coque à tous les niveaux.

Dans cette phase le calcul des efforts a été fait à l'aide d'un programme SEEE de calcul aux éléments finis d'une coque de révolution.

- 2ème phase

Dimensionnement définitif de la coque et de ses appuis. Dans cette phase le calcul des efforts a été fait avec le programme CASTEM, logiciel de calcul de structures aux éléments finis développée par le CEA et par la Société Informatique Internationale. Les passages du programme ont été faits sur l'ordinateur CRAY de la CISI.

Le modèle comportait 2000 nœuds environ et intégrait le comportement élastique du sol de fondation, sous la forme de ressorts simples verticaux et horizontaux de compression traction en sous-face de la semelle et de ressorts hélicoïdaux de moment d'axe parallèle à la fibre moyenne de la semelle (correspondant à de la torsion dans la semelle).

En outre, nous disposions d'un second modèle permettant de prendre en compte les tassements différentiels prévisibles propres au site, obtenus en faisant varier de façon sinusoïdale les raideurs des ressorts de sol le long de la semelle.

Dans cette phase, le problème déterminant auquel nous nous sommes heurtés fut le soulèvement local de la semelle de fondation sous la combinaison :

0,9 x poids propre + 1,5 + vent + variations dimensionnelles.

En effet, EDF nous imposait le non-soulèvement en tout point de la semelle sous l'action de cette combinaison sans autoriser la moindre atténuation de la raideur d'encastrement de la semelle de fondation dans le terrain, en particulier sous poids propre.

Les puissants moyens informatiques mis en œuvre nous ont permis de paramétriser les appuis (inclinaison des poteaux, excentrement de la semelle) de façon à limiter au mieux cette décompression.

Dans la structure ainsi obtenue (qui est la structure retenue décrite ci-dessus), le reliquat de soulèvement a été supprimé en créant un état d'autocontrainte du sol de fondation par vérinage d'un effort normal dans chaque étai de poteau avant coulage du linteau de façon telle que :

- D'une part le soulèvement s'annule sous la combinaison :

0,9 (G) + 1,5 (V) + variations dimensionnelles,

- d'autre part les contraintes sur le sol dues au poids propre seul, calculées avec encastrement dans le terrain et en tenant compte des phases de mise en œuvre (y compris le vérinage décrit ci-dessus), soient pratiquement constantes dans le plan radial. Nous nous affranchissons ainsi du même coup, théoriquement au moins, du problème du fluage éventuel de l'encastrement de la fondation dans le terrain sous poids propre.

- 3ème phase :

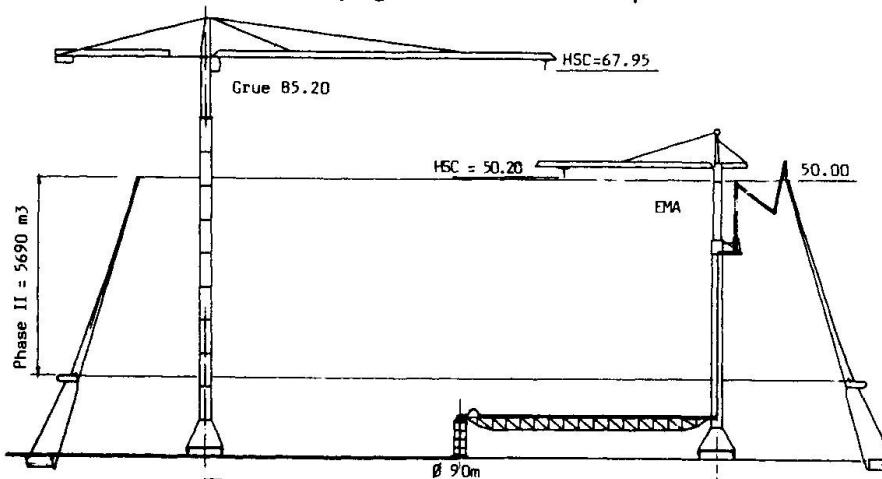
Exploitation de détail des résultats CASTEM; compte tenu du nombre impressionnant de combinaisons d'efforts à envisager, la conception du ferraillage et les vérifications de contraintes furent particulièrement facilitées par des logiciels que nous avons créés, de post-traitement des résultats des cas de charges élémentaires fournis par CASTEM dans les 2 modèles (qualité de fondation homogène et qualité variant de façon sinusoïdale le long de la semelle).

Ces logiciels réalisaient les combinaisons de cas de charges et leurs enveloppes suivant des critères choisis (tels les maxima de contraintes) tant dans les éléments de poutres que dans les éléments de coque.



2.3. Mise en œuvre

2.3.1. Pompage du béton de la coque



Pour l'ensemble de l'ouvrage la solution du pompage du béton a été retenue dans deux configurations principales suivant l'avancement de la coque. Dans les deux cas, la centrale à béton, installée immédiatement à l'extérieur de l'ouvrage, déverse son béton directement dans une pompe haute pression. Le béton est ensuite refoulé au centre du réfrigérant dans une conduite métallique rigide.

- de - 2,50 à + 60 m, le béton est ensuite distribué directement dans les coffrages par un mât de bétonnage monté sur grue à tour associée à une poutre tournante.

- de 60 à 178,5 m, le béton remonte le long du fût de la grue, traverse le pivot de celle-ci et débouche sous la cabine du grutier. Repris à la benne, il est ensuite distribué dans les coffrages par simple translation radiale de la benne.

Un automatisme (breveté) permet la synchronisation de la pompe et de la grue ainsi que l'optimisation du remplissage de la benne en fonction de la portée à atteindre.

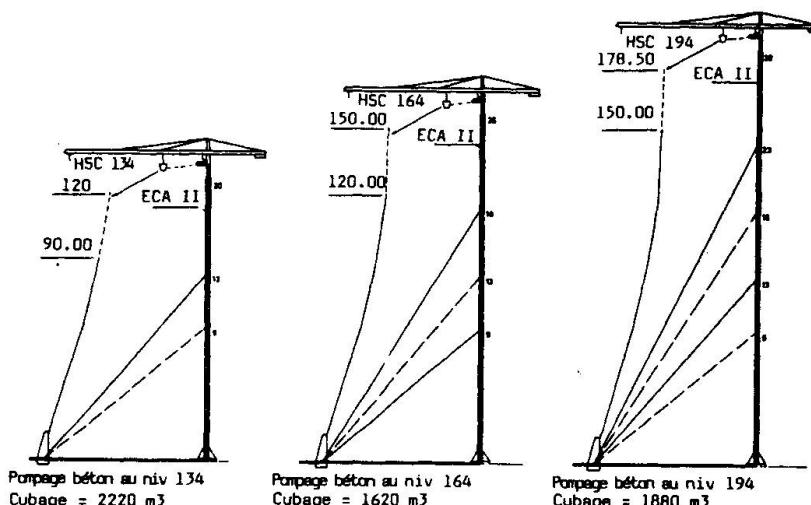


Fig. 3 : Mise en œuvre

2.3.2. Implantation de la coque

Le respect de la géométrie théorique de la coque est essentiel pour son fonctionnement mécanique. Il faut pour cela un coffrage rigide et une technique d'implantation de grande précision. L'équipe de topographes exécute elle-même le réglage du coffrage. Elle doit donner chaque jour 144 points avant bétonnage, puis procéder aux nombreuses vérifications des résultats obtenus sur les levées précédentes. Elle est équipée d'un théodolite électronique et d'un distancemètre couplés à un ordinateur permettant de travailler en temps réel. Alors que la tolérance sur le rayon varie de 5 à 15 cm, 96% des points contrôlés se situent dans la fourchette -2 cm à 3 cm.

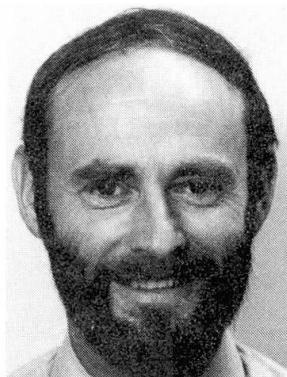
Chantier de haute technologie, la construction d'un réfrigérant atmosphérique est l'occasion de développer et de mettre au point les nouvelles techniques de conception et de réalisation qui tendront à se généraliser dans l'avenir. L'importante instrumentation mise en place sur ces ouvrages permettra d'affiner la connaissance du comportement de ces structures. L'utilisation systématique d'outils performants conjuguée à la mise en place d'un plan d'assurance qualité assure au(x) maître(s) d'ouvrage un haut niveau de qualité, et répond en cela à une attente croissante.

Applications of the Concrete Origami Concept in Structures

Application du concept d'origami dans des structures en béton

Anwendung des Origami-Konzeptes auf Betonbauten

Robert J. WHEEN
Assoc. Professor
Univ. of Sydney
Sydney, Australia



Rob Wheen graduated with honours in civil engineering from the University of Sydney in 1963. He spent six years as a bridge design engineer with the Department of Main Roads, N.S.W. He joined the University in 1969. His teaching and research interests include prestressed concrete design, and, more recently, construction engineering.

SUMMARY

The "concrete origami" concept recognises in concrete slabs the characteristics of paper. Paper sheets can be curved and folded from flat surfaces into three-dimensional shapes. This paper demonstrates how these ideas can be turned into concrete realities and suggests practical applications in concrete structures.

RÉSUMÉ

L'origami est un ancien art japonais de plier le papier. La notion d'origami appliquée au béton reconnaît les propriétés du papier dans des dalles en béton. Des feuilles de papier peuvent être courbées et pliées en structures à trois dimensions. L'article montre comment ces idées peuvent se réaliser sur des structures en béton. Des applications pratiques sont également indiquées.

ZUSAMMENFASSUNG

Origami ist die alte japanische Kunst des Papierfaltens. Der Origami-Begriff auf Beton angewendet erkennt in Betonplatten die Eigenschaften von Papier. Papierblätter können zu dreidimensionalen Strukturen gewölbt und gefaltet werden. Dieser Beitrag zeigt wie diese Vorstellungen für Betonstrukturen Wirklichkeit werden können. Auf praktische Anwendungsmöglichkeiten wird hingewiesen.



1. INTRODUCTION

Origami is the ancient Japanese art of paper folding. The "concrete origami" concept recognises in concrete slabs the characteristics of paper. Paper sheets can be curved and folded from flat surfaces into three-dimensional shapes.

On an intellectual level all structural engineers will acknowledge the flexibility of concrete slabs. They are used to thinking of concrete slabs returning to their original shape once the loading is removed. Yet most will have witnessed, as students, the remarkable ductility of an under-reinforced concrete beam or slab in laboratory experiments carried out with loading beyond normal working loads.

Such loadings are normally thought of as "aggressive" tending to destroy the fabric of the material. Alternatively this behaviour can be seen as an opportunity to create curved concrete structures by a new method which offers dramatic cost savings.

This paper takes the folding and bending notions associated with origami and shows how they can be achieved in concrete. Many and varied are the possible applications opened up by this new approach.

2. THE CONCRETE ORIGAMI CONCEPT

2.1 General

The concrete origami concept extends the usual range of concrete fabrication methods very considerably. Designers may now contemplate complex shapes with folded and curved surfaces without the problems of complex and intricate formwork. Simple flat formwork is the key.

The advantages of concrete origami are:

- (i) economical casting of horizontal slabs
- (ii) ease of finishing
- (iii) a great variety of surface textures and finishes are possible at low cost
- (iv) a high quality concrete because of the ease of casting, compaction and curing
- (v) the speed of construction

2.2 Folded Concrete Slabs

The term "folded-plate" is in common usage to describe what appears to have been done in creating such structures. A genuine concrete folded-plate structure is shown in Fig. 1. It was created from a single flat casting.

The flat segments were cast horizontally with open joint lines between them. The mid-plane reinforcing mesh crossed the open joints. About seven days after casting the folding was carried out. The yielded reinforcement forms the hinge along each joint which permits the folding to take place. The joint lines were then filled with mortar to hold the joint rigid.

Using this technique any developable three-dimensional shape is theoretically possible.

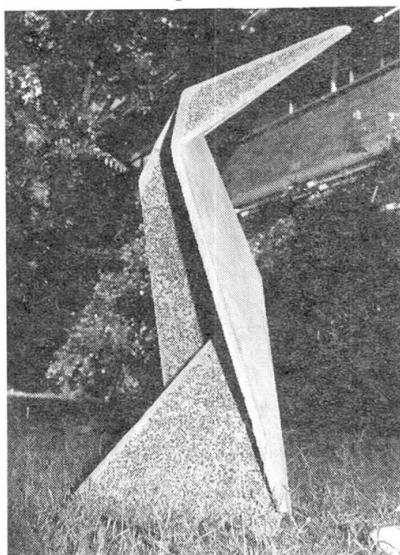


Fig. 1 A folded-plate structure

2.3 Curved Concrete Slabs

A thin concrete slab initially cast flat could easily be lowered over curved templates or lifted at its edges to hang freely in a curved shape.

If, for example, a 30mm thick slab which is under-reinforced, has an effective depth to steel reinforcement of 25 mm it can be bent into an arc of 1m radius. As illustrated in Fig. 2 it will be extensively cracked on the tension face but

the compressive surface will not show any distress.

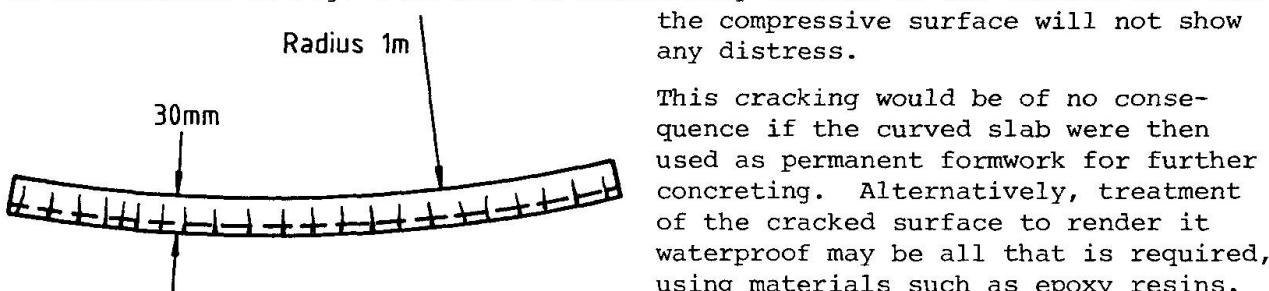


Fig. 2 A curved concrete slab

causing cracking at all but the radius of curvature is much larger. A 30mm thick slab, for example, with a uniform compressive stress of 15 MPa induced by prestress can be curved to a radius of about 30mm (assuming an elastic modulus of 30 MPa for the concrete).

Any radius of curvature between these two limits is possible depending on the extent of cracking regarded as acceptable. Concrete creep will, of course, tend to dissipate stresses induced by bending.

3. PRESTRESSED CONCRETE TENSION MEMBERS

The notion of using concrete in tension members or membranes seems to be a paradox. Everyone knows that concrete is weak in tension. When that notion is combined with the ideas embodied in the "concrete origami concept" of folding or bending hardened concrete some interesting and valuable structural possibilities emerge.

Surprisingly little work has been published on the behaviour of prestressed concrete tension members and yet there are many examples of their use in practice. [6] [7]

Without doubt tension members are the simplest of structural elements which demonstrate the principles of prestressing. By prestressing it is possible to make dissimilar materials work together in many ways which have advantages over the behaviour of either.

High tensile steel is by far the most economical and efficient material for carrying tension forces. It is not, however, available in sheets or plates or rolled sections like mild steel and it cannot be joined by welding. Its very high strength is achieved in the form of wires by drawing, yet the elastic modulus remains virtually that of mild steel.

While the cross-sectional area of high tensile steel required to carry a given tension will be about one fifth that of an equivalent mild steel the elongation under load will be five times greater.

Concrete, on the other hand, has an elastic modulus around one eighth that of steel. It has a reasonable compressive strength but low tensile strength. It is a cheap, widely available material. It is dense, it can protect steel from corrosion, and it may be cast into many shapes. Even though it is cheap its cost is very much dependent on the quality and shape required since labour and formwork costs make up a very large proportion of its total cost. In combination high tensile steel and concrete can be used to create tension members with



desired ultimate strength and load-elongation behaviour characteristics.

Provided a residual compressive stress remains in a prestressed concrete tension member then it is possible to bend that member as indicated in the previous section.

4. FOLDED STRUCTURES

Many applications come to mind of structures which may be cast flat and then "folded" into final shape. One possibility is described.

Fig. 3(b) illustrates the finished cross-section of a box culvert. Fig. 3(a) indicates the casting of the base slab and the side walls on the prepared base. The middle wall is then cast on top of the base slab. The next step involves lifting and rotating the walls into their final position. The areas shown shaded in Fig. 3(b) are concreted as the final step in making a culvert.

Many commonly used shapes are developable in this way. Among them are barges and pontoons and the structures used in sewage and water treatment plants. Formwork costs are minimal while the additional lifting operation need not be onerous.

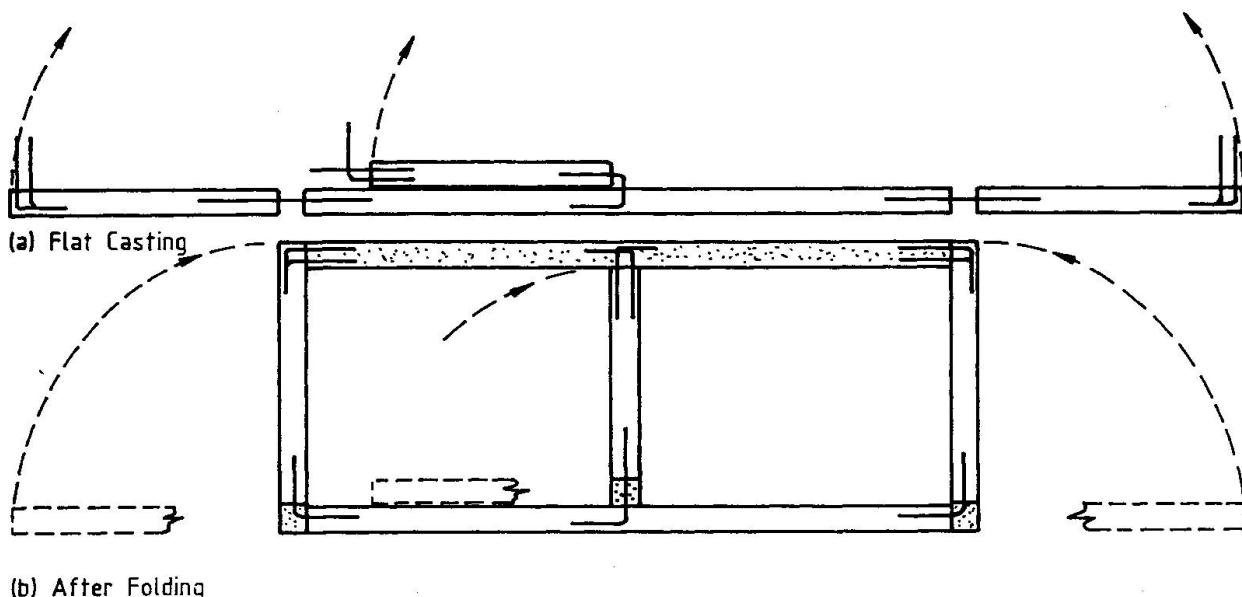


Fig. 3 Box culvert walls "folded" into place

5. CURVED STRUCTURES

Among the many possible curved structures two examples are briefly described. Fig. 4 shows a dome made up of reinforced concrete segments which were cast horizontally on flat formwork. Adjoining segments are joined by concreting in-situ around overlapping reinforcement which projects from both segments. The segments may be lowered onto curved templates and held in the curved shape until effectively joined.

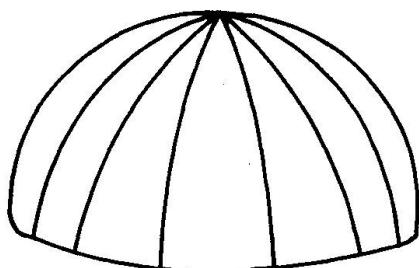


Fig. 4 Segmented Dome

The same principle could be applied to create a barrel vault as suggested in Fig. 5. A semi-circular barrel 10m in diameter could be constructed from 15m long by 2m wide by 30mm thick flat concrete slabs. Each such slab element only weighs about 2 tonnes and is therefore easily lifted into position.

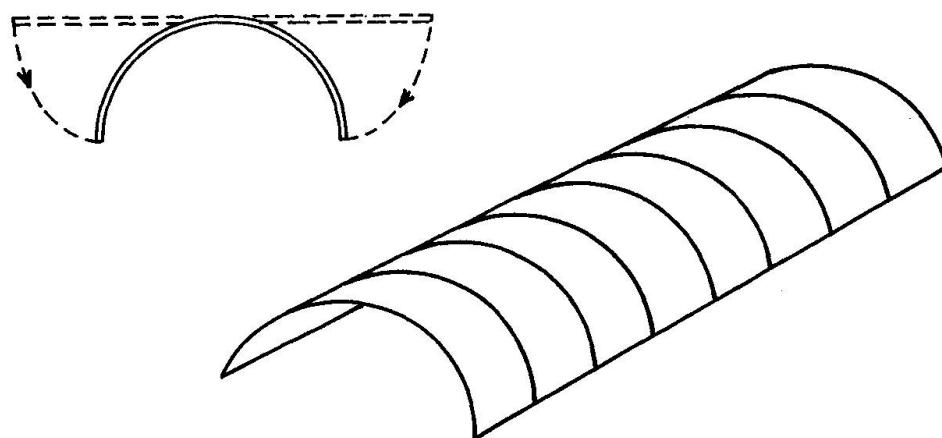


Fig. 5 Barrel vault roof from flat segments

6. TENT-LIKE STRUCTURES

The possibilities for long-span prestressed concrete tension membrane roofs which follow on are based on an extremely economical construction method. The method envisages the lifting of a flat thin prestressed slab under tension allowing it to sag under its own weight yet retaining its structural integrity. Long span tent-like structures can be created using this method which combines already well-proven technologies.

The original description of the concrete origami concept [1] envisaged the casting and stressing long relatively thin prestressed concrete slabs on flat formwork. Provided that a substantial anchoring force is maintained along opposite edges of the slab it was considered possible to either lower the formwork from the slab or alternatively to lift the slab from the formwork allowing it to hang freely in a catenary shape.

Experiments carried out have clearly demonstrated the feasibility of such lifts. This was done by casting a 12m long slab with a 150mm x 50mm cross-section. The slab was pretensioned with 5mm diameter high tensile steel wires. A lifting yoke was located at the midpoint which bore directly on the prestressing wires in a short region which was not concreted. After the concrete hardens sufficient prestress is transferred into the concrete to prevent subsequent cracking.

In a succession of prestress release and lift operations the slab was lifted clear of the formwork to give two symmetrically balanced catenaries.

The experiments were designed to test features of the tension membrane roof idea which were deemed critical to the whole concept. Once demonstrated further development of the idea was undertaken.

The lifting procedure is illustrated diagrammatically in Fig. 6. The experimental work referred to above confirmed that there is no untoward behaviour as the slab is progressively lifted from the formwork along its length.

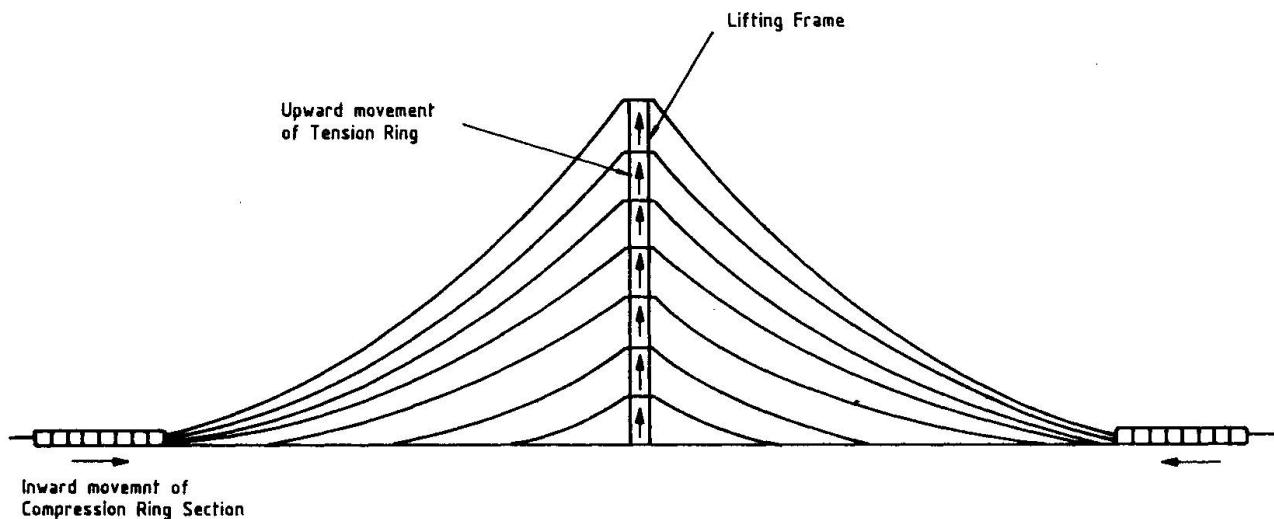


Fig. 6 Progressive lifting of prestressed concrete "tent"

Two forms of roof structure have been considered. The first, illustrated in Fig. 7 is made from pretensioned sector elements cast on the ground. Once cured and after transfer of some of the prestress the elements can be lifted on a central column.

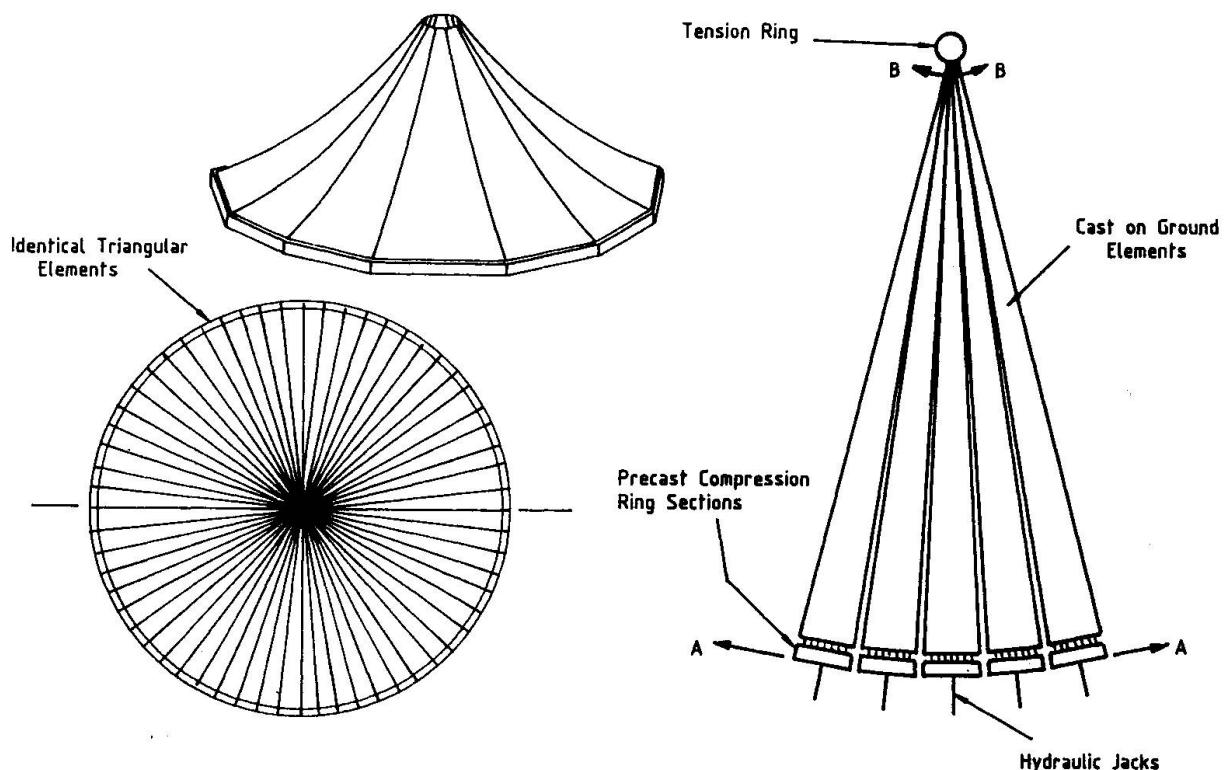


Fig. 7 Conical roof

It is not possible to cast and lift all elements simultaneously because the sector geometry causes edge overlaps. A simple solution is to cast, stress and lift two sets of elements each set consisting of every alternate element.

Joining the edges of the elements is done once all of them are in place. Care must be taken with these joints since they are potentially vulnerable to leakage in heavy rain. One simple solution is the casting in-situ of a capping strip which would bridge the joint between the elements. This capping strip is easily and economically cast since the formwork required is very simple. Advantage could be taken of these strips to make them serve the function of stiffening ribs if required.

The second form of roof structure is illustrated in Fig. 8. Again progressive lifting from the flat formwork along the ridge line of the "tent" is intended.

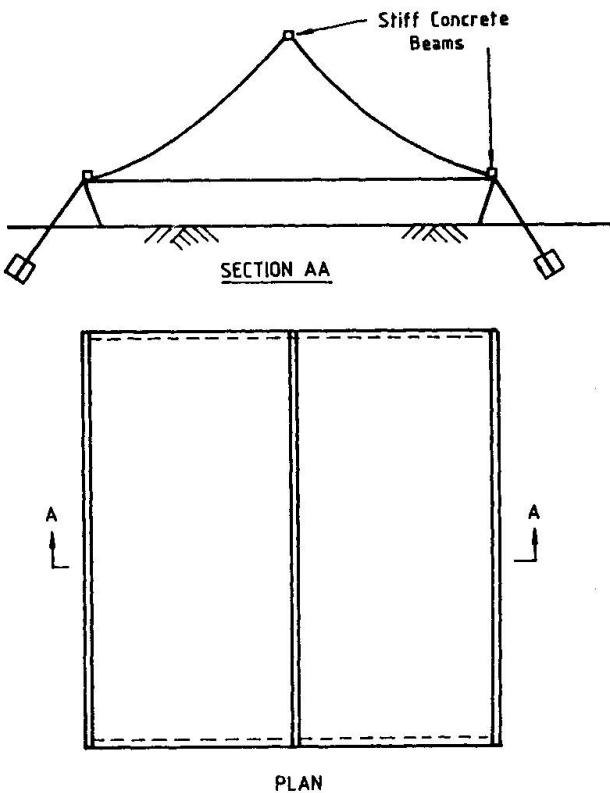


Fig. 8 The prismatic tent structure

A substantial anchoring capacity at the "tent pegs" must, of course, be provided. Unconventionally thin concrete slabs are proposed. A minimum thickness of around 35mm is possible provided great care is taken to prevent the onset of corrosion. Since concrete cover is already well below code minimum values reliance on the protection that the concrete alone affords is insufficient.

In the first instance a cement-rich mix is called for (economies in the concrete mix itself are undesirable). In addition partial transfer of prestress to the concrete at very early age is needed to obviate the formation of cracks due to restrained shrinkage.

Despite the fact that very good quality concrete will be achieved (ease of placement, ease of compaction, good thickness control etc.) a further line of defence against the ingress of water is thought prudent. Shortly after casting the concrete an epoxy resin coating reinforced with glass fibre can be applied to the top surface. This coating will serve a dual role. It will limit the loss of moisture from the concrete at early age promoting curing and minimising early age



shrinkage. Subsequently it will prevent the penetration of rain water into the concrete.

7. CONCLUSIONS

The concrete origami concept opens the way to a whole new range of concrete products and structures whose scope is limited only by imagination. Major savings are possible since the simplest of formwork can be used.

Where structures are folded from flat elements care is required in detailing the joints which are to be rotated and subsequently frozen by concreting.

Recognition of the fact that concrete slabs can be permanently deformed without damaging their fabric leads to dome and barrel shaped roofs and many other applications.

The final outcome has been the tent-like formwork to hang freely in the catenary shape. Critical features of these ideas have been explored experimentally and have been found to work as expected.

Roof spans as large as 50m and beyond are possible using these techniques. Applications such as for the roofs of sporting arenas, grain storage buildings and aircraft hangars seem immediately feasible.

8. ACKNOWLEDGEMENTS

My colleague, Associate Professor R.Q. Bridge, has played a major part in the development of the ideas which have flowed from the original enunciation of the concrete origami concept. His contribution is gratefully acknowledged. In addition undergraduate students I. Archer, G. Arena, D. McDonald and R. Anderson have added significantly to the work through their undergraduate thesis projects.

9. REFERENCES

1. WHEEN, R.J., Concepts of Origami in Structural Concrete. Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers, Australia. Vol. CE22, No.2, May 1980, pp 108-11.
2. WHEEN, R.J. and BRIDGE, R.Q., Orihune - The World's First Folded Concrete Canoe. Concrete International: Design and Construction, Vol.3, No. 10, October 1981, pp 32-34.
3. BRIDGE, R.Q. and WHEEN, R.J. The Aurora Australis. Concrete International: Design and Construction, Vol. 7, No. 1 January 1985, pp 31-34.
4. WILSON, A.J., and WHEEN, R.J., Inclined Cables under Live Load - Design Expressions. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 103, No. ST5, May 1977, pp 1061-78
5. JUDD, B.J. and WHEEN, R.J., Non-Linear Cable Behaviour. Journal of the Structural Division, ASCE Vol. 104, No. ST3, March 1978.
6. NAAMAN, A.E., Optimum Design of Prestressed Concrete Tension Members. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 108, No. ST8, August 1982, pp 1722-38.
7. WHEEN, R.J., The Behaviour of Prestressed Concrete Members in Direct Tension. Journal of the Structural Division, ASCE Vol. 105, No. ST7, July 1979, pp 1471-87.
8. WILSON, A.J. and WHEEN, R.J., Direct Design of Taut Cables Under Uniform Loading. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 100 No. ST3, March 1974.

Tête de Défense – Caractéristiques essentielles

Die wesentlichen Merkmale des Bauwerks "Tête de Défense"

Essential Characteristics of the Unusual Building "Tête de Défense"

J. de SAQUI de SANNES
Ing. des Arts et Manufactures
Bouygues
Clamart, France



Jacques de SAQUI de SANNES, Né le 24 Novembre 1938, Ingénieur des Arts et Manufactures (École Centrale de Paris). Diplômé du Centre des Hautes Études de la Construction (CHEBAP). Directeur Technique Bâtiment pour l'Île de France, Bouygues.

RÉSUMÉ

L'article présente le "Cube", cet ouvrage exceptionnel construit à Paris dans le quartier de la Défense, donne une description de la structure, énumère les principaux problèmes rencontrés et les solutions choisies pour les résoudre.

SUMMARY

This article on the "Cube", an unusual building constructed in the La Défense area of Paris, describes the structure, lists the numerous problems encountered in designing and erecting it and how they were solved.

ZUSAMMENFASSUNG

Der Beitrag beschreibt den "Cube", ein ausserordentliches Bauwerk im Quartier "La Défense" in Paris. Es wird eine Beschreibung der strukturellen Ausbildung gegeben. Die wichtigsten angetroffenen Probleme und deren Lösung werden besprochen.



1 – PRÉSENTATION DU PROJET

La Grande Arche de la Défense s'inscrit dans l'axe historique de l'Arc de Triomphe de l'Etoile à celui du Carrousel en passant par les Champs Elysées et l'obélisque de la Concorde.

L'ouvrage en superstructure est un cube, ouvert sensiblement selon l'axe historique, composé de 2 parois verticales de bureaux appelées 'pattes' reliées entre elles dans la hauteur des niveaux inférieurs (0,1,2) d'une part, et dans la hauteur des niveaux supérieurs (34,35,36) d'autre part, par 2 constructions horizontales de grande portée appelées 'plateaux'.

1.2 DIMENSIONS PRINCIPALES

Les dimensions hors tout de l'ouvrage sont sensiblement 112 X 107 X 111 m d'où l'appellation courante de 'Cube' (dimensions au-dessus du niveau général de la dalle de la Défense, hors infrastructure).

La distance horizontale entre les 2 parois verticales 'pattes' est de 70 m et la distance verticale entre les structures horizontales des 'plateaux' est de 90 m. Pour l'anecdote, le vide intérieur correspondant permettrait de loger facilement Notre Dame de Paris!

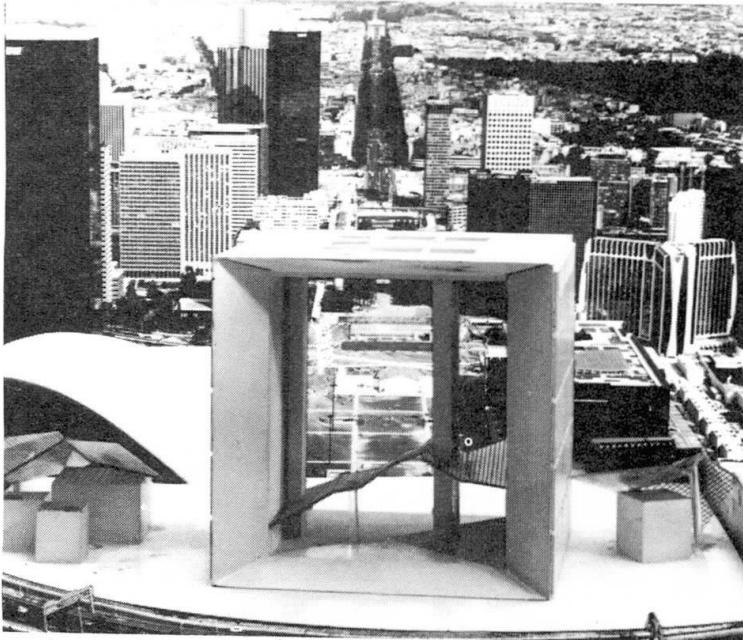
L'épaisseur des 'pattes' est de 18,50 m. La hauteur du plateau inférieur est de 9 m, celle du plateau supérieur est de 10 m.

Chaque 'patte' comprend 37 niveaux (RC à 36) de 2,80 m de hauteur de dessus de plancher à dessus de plancher plus 4 étages techniques de 1,40 m de hauteur.

Chaque 'plateau' comprend un vide technique d'environ 2 m de hauteur, un niveau 'noble' de grande hauteur (5 à 6 m) localement recoupé par des mezzanines. L'ouvrage ne comporte aucun joint de dilatation en superstructure.

Quatre ascenseurs extérieurs, circulant le long d'une charpente métallique, relient les 'plateaux' inférieur et supérieur.

Enfin, une structure légère, les 'nuages', vient couvrir partiellement le 'plateau' inférieur. Cette structure initialement prévue portée, sera finalement suspendue aux 'pattes' et au 'plateau' supérieur.



1.3 INFRASTRUCTURE ET OUVRAGES EXISTANTS

L'infrastructure composée de 5 sous-sols est totalement indépendante de la superstructure au point de vue structurel.

L'infrastructure sous 'pattes' du projet initial ne comportait que 3 sous-sols mais fut approfondie à la demande du Maître d'Ouvrage.

Le niveau le plus haut de cette infrastructure est constitué par un plancher de grande portée supportant un jardin d'acclimatation.

Les sous-sols sont traversés, d'une part, par une voie SNCF existante (voie de la Folie) sensiblement dans le sens Nord-Sud, d'autre part, par les 2 voies à construire, de l'autoroute A 14 dans le sens Est-Ouest. Enfin, 3 voies du RER existantes passent d'Est en Ouest à quelques mètres sous l'ouvrage.

1.4 FONDATIONS

Comme nous l'avons dit plus haut, la superstructure est indépendante de l'infrastructure. Elle est appuyée sur 12 piles elliptiques (8 centrales de 28 m² environ et 4 d'angle de 19 m² environ de section) en béton armé reposant directement sur le banc calcaire par un empattement rameant le taux de contrainte au sol à 30 b maximum.

La hauteur des piles entre leur niveau d'assise et le niveau d'appui du 'Cube' sur les chapiteaux qui constituent leurs extrémités supérieures, est de 30 m.

Le reste de l'infrastructure est fondé sur des semelles isolées ou filantes ou sur puits sur les Marnes et Caillasses.

1.4 DELAIS

Les délais d'exécution étaient extrêmement courts, compte-tenu d'une infrastructure compliquée qui fut soumise à d'importantes modifications de programme et d'une superstructure, certes répétitives, mais pénalisée par des contraintes techniques inhabituelles que ce soient en ce qui concerne les densités d'armatures aussi bien que les procédés de construction et qui fut, elle aussi, soumise à d'importantes modifications.

Le délai prévu et réalisé pour l'exécution d'un étage courant des 'pattes' soient 3200 m² est de 4 jours ouvrables.

2 - DESCRIPTION DE LA STRUCTURE

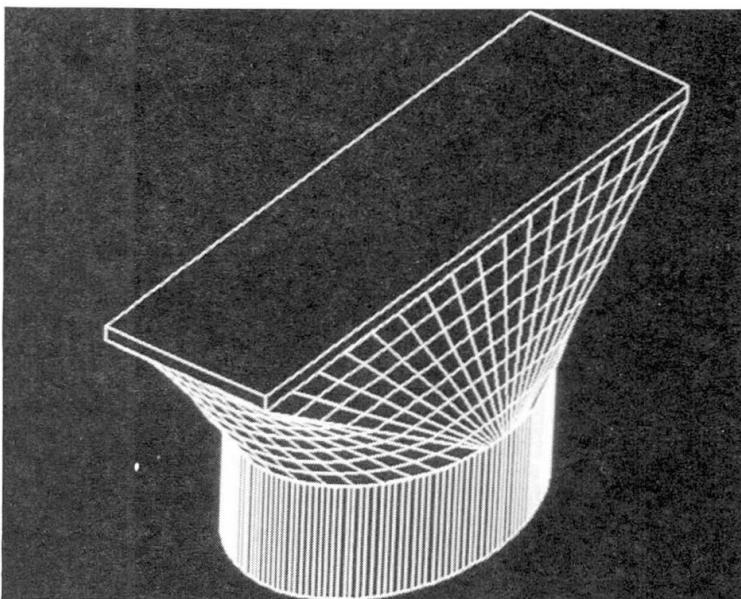
2.1 PILES ET CHAPITEAUX

Chacun des 12 appuis du 'Cube' comprend :

- * un empattement d'appui sur le calcaire (côte 34 NGF)
- * un fût de section rectangulaire dans sa partie enterrée et elliptique dans sa partie en élévation
- * un chapiteau, destiné à recevoir les appuis, limité par une surface réglée s'appuyant en partie basse, sur l'ellipse du fût et en haut, sur un rectangle.

Il est prévu un dispositif pour changer les appuis.

Ces piles, qui ont un effet architectural certain, ont été visibles avant la construction de l'infrastructure et ne le seront évidemment pas dans l'ouvrage terminé.



Dimensions pour la pile courante:

Empattement d'assise: rectangle 12 m x 9 m x 5 m de haut

Fût enterré: rectangle 7,7 m x 5,7 m x 10 m de haut

Fût en élévation: ellipse: 7 m x 5 m x 10 m de haut

Chapiteau: rectangle supérieur 12 m x 3,5 m hauteur 4 m

Appareils d'appui: 4 x 13 = 52 unités 700x700 6(12+3)

2.2 PATTES

Ce sont les 2 bâtiments de bureaux qui portent le 'plateau' supérieur. Chaque 'patte' comprend les ouvrages principaux suivants :

- * Mégastructures verticales qui sont les porteurs principaux
- * Mégastructures techniques)
- * Façades) qui constituent le contreventement
- * Voiles intérieurs) longitudinal
- * Planchers et gaines intérieures

2.21 Mégastructures verticales et pignons

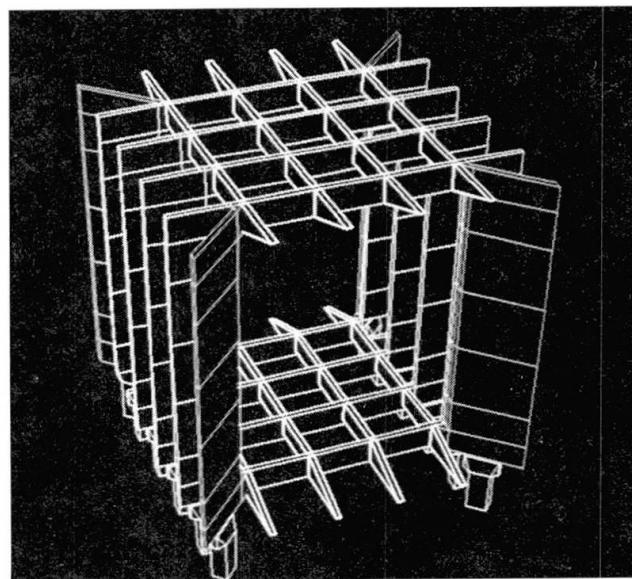
Les mégastructures verticales sont les 8 éléments (4 par 'pattes') verticaux qui liaisonnent les poutres des plateaux inférieurs et supérieurs et constituent les éléments verticaux des 4 cadres qui sont l'ossature du 'Cube'. Ce sont des voiles de 1,50 à 2,20 m d'épaisseur dans lesquels se trouvent intégrées les gaines techniques verticales (de 90 cm de largeur). Ces mégastructures sont en fait divisées en 3 piédroits liés par des linteaux à chaque étage de façon à permettre la circulation horizontale dans le bâtiment. Les parties délicates, car extrêmement sollicitées et soumises aux impératifs conjugués de cablage et de réservations, sont les noeuds de raccordement des poutres horizontales des plateaux et de ces méga-verticales. La taille de ces noeuds est de 18 m de largeur, 9 m de hauteur et 2 m d'épaisseur moyenne.

Les pignons sont inclinés à 45° sur l'axe longitudinal du bâtiment. Ils reposent sur les 4 piles d'angle. Ce sont des voiles pleins de 0,50 m d'épaisseur avec un épaissement à 2 m sur les 3 premiers niveaux au-dessus des piles. Ces pignons ne portent pas directement les poutres du plateau supérieur mais du fait de leur liaison avec les mégastructures verticales par les éléments longitudinaux, peuvent voir leurs charges fortement majorées par des transferts de plusieurs milliers de tonnes.



2.22 Mégastructures techniques

Ce sont des poutres horizontales longitudinales aux niveaux 7 - 14 - 21 - 28 qui assurent une partie des liaisons longitudinales. Situées au droit de chaque façade et des 2 voiles intérieurs longitudinaux, ces poutres hautes de 1,58 m, larges de 0,35 à 1,00 m, ont aussi pour rôle de reporter sur les mégastructures verticales les charges de 7 étages de façades ou de voiles intérieurs. Un joint diapason horizontal de mégastructure à mégastructure existe sous chacun des étages techniques au droit des façades et voiles intérieurs. Cette disposition permet une mise en charge progressive des mègas verticales et évite que des charges considérables ne se retrouvent au pied des résilles de façades ou des voiles intérieurs. Ces poutres sont précontraintes longitudinalement.



2.23 Façades

Elles sont constituées par une résille en béton armé de 0,35 m d'épaisseur (exceptionnellement 0,25 m d'épaisseur dans la hauteur des convecteurs), qui sera habillée par des panneaux carrés de menuiseries de 2,80 m de côté. Ces panneaux sont fixés aux 4 angles par des pièces spéciales pré réglées dans le béton de la résille. Cette résille constitue des ensembles de 21 m par 21 m entre 2 mègas verticales et 2 mègas techniques, très rigides et qui assurent une partie du contreventement longitudinal. Aux niveaux bas et haut, les façades sont constituées d'un voile plein sur 1 niveau (3,00m) côté extérieur et sur 3 niveaux (10 m) côté intérieur. Ces voiles qui sont précontraints renforcent la liaison entre les pignons et mègatructures verticales, et participent à la répartition des charges entre ces éléments.

2.24 Voiles intérieurs

Ces sont les murs séparatifs longitudinaux entre la travée centrale de chaque 'patte' comprenant les circulations verticales, les sanitaires et locaux techniques, et les 2 zones latérales de circulations horizontales et bureaux. Leur épaisseur est de 0,18 m. Ils sont percés de nombreuses baies (circulations et réservations) qui en atténuent fortement la rigidité (les linteaux n'ont que 0,60 m de hauteur). Ils participent également au contreventement longitudinal.

2.25 Planchers et gaines intérieures

Pour améliorer les délais, les planchers sont constitués de dalle béton de 12 cm d'épaisseur, précontraintes (sauf les petites portées) sur lesquels est coulée une chape ciment collaborante de 6 cm d'épaisseur. Les gaines intérieures, que ce soient les gaines d'escaliers ou les gaines techniques situées hors des mègastructures, sont également préfabriquées, en béton armé ainsi que certains petits voiles transversaux.

2.3 PLATEAUX

La structure principale des plateaux est constituée de 4 poutres principales (mègastructures horizontales principales) espacées de 21 m et de 4 poutres secondaires (mègastructure horizontales secondaires) espacées également de 21 m se terminant à leurs 2 extrémités par des consoles de 21 m de portée. L'ensemble de cette structure est précontraint. Les unités utilisées sont des unités de 19T15 et 7T15.

2.31 Mégastructures horizontales principales

Ce sont des poutres en I de 70 m de portée entre murs de façades des pattes. Leur hauteur est de 8,4 m en 'plateau' inférieur et de 9,5 m en

'plateau' supérieur. Leur épaisseur est de 1 m. Ces poutres sont percées sur leur longueur de 2 baies de 6,00 de large par 4 m de haut et 4 de 2,80 x 4,00. Les forces de précontrainte sont de 12.000 t pour les poutres de rive et de 9.000 t pour les poutres centrales.

2.32 Mégastructures horizontales secondaires

Ce sont des poutres rectangulaires qui entretoisent les poutres principales et supportent les parties en porte à faux des plateaux (21 m de porte à faux). Ces poutres sont constituées entre 2 méga structures principales d'une membrure inférieure et d'une membrure supérieure reliées par un montant vertical à mi-portée. Elles comportent 2 âmes de 0,30 m d'épaisseur séparées par un vide technique de 1,10 m en plateau inférieur et une âme pleine de 1,10 m en plateau supérieur. Les forces de précontrainte dans ces poutres secondaires et leurs consoles, sont de 3.000 t environ.

2.33 Planchers entre mégastructures

Les niveaux bas des plateaux sont constitués d'un plancher double dont le vide forme étage technique. Ce plancher double comporte 2 dalles en béton armé de 10 et 12 cm d'épaisseur portées par des poutres 'tertiaires' en béton armé, espacées de 2,80 m. Ces poutres ont 2,10 m de hauteur de la dalle inférieure à la dalle supérieure, 20 cm d'épaisseur et portent sur environ 20 m d'une poutre principale à l'autre.

Les niveaux hauts sont constitués de planchers à nervures croisées en béton armé d'une hauteur variant de 80 à 95 cm suivant les trames. Ces planchers portent dans un sens sur les poutres principales et dans l'autre sur les poutres secondaires.

3 - PROBLEMES RENCONTRES ET SOLUTIONS CHOISIES

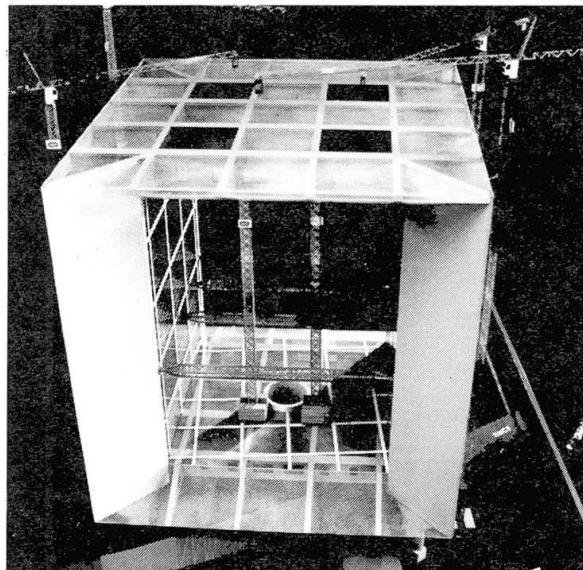
3.1 STABILITE EN PHASES PROVISOIRES DE CONSTRUCTION

Ce problème essentiel résulte du fait que l'ouvrage n'est stable que lorsque le cadre est fermé c'est-à-dire lorsque le plateau supérieur est réalisé. En effet, les poutres du plateau inférieur ont besoin d'un encastrement important pour supporter les charges gravitaires, encastrement qui ne peut être acquis du seul fait des piles. De plus à ces efforts gravitaires, s'ajoutent les effets du vent transversal sur un IGH dont la façade peut être encore partiellement ouverte.

A partir de là, 2 solutions ont été envisagées :

* La première était de maintenir un étaiement sous les mégapoutres principales du plateau inférieur jusqu'à l'exécution des mégapoutres principales du plateau supérieur, de façon à augmenter la raideur d'ensemble et à les soulager d'une grande partie des charges gravitaires.

* La deuxième était de maintenir l'écartement des 'pattes' par un butonnage qui reconstitue un cadre provisoire en attendant le cadre définitif.



C'est finalement la deuxième solution (butons) qui fut choisie pour les raisons principales suivantes :

- moindre sensibilité aux effets possibles de tassements différentiels
- suppression de l'inconvénient très important pour le planning général TCE, de la présence dans l'infrastructure d'étalements capables de supporter plusieurs milliers de tonnes par appui.
- suppression de l'obligation de définir très tôt les passages de ces étalements dont certains devaient rester incorporer à l'ouvrage.

Par contre cette solution avait quelques inconvénients importants :



- nécessité de 4 butons d'une force unitaire de 2 000 t, d'une longueur de 70 m, pesant chacune environ 90 t.
- gène importante dans l'espace aérien de travail des grues et ensuite décalage de la pose de certaines trames de façade intérieure.
- création de contraintes supplémentaires entre l'avancement des pattes et du plateau inférieur.

3.2 MODES DE CONSTRUCTION DES POUTRES DES PLATEAUX

Le problème était d'abord la réalisation des Mégapoutres principales. Après avoir envisagé de construire les voussoirs en encorbellement, nous nous avons opté pour le coulage sur un cintre utilisable pour les mégapoutres inférieures et pour les mégapoutres supérieures, charge à porter 35 t/ml. Ce cintre d'un poids de 285 t, s'appuie en 4 points, 2 au droit des façades et 2 appuis intermédiaires.

Dans l'utilisation en plateau supérieur, les 2 appuis intermédiaires sont constitués par 2 fûts de grue capables de supporter 1.000 t par fût.

Ces fûts s'appuient sur les mégapoutres inférieures qui, en l'absence de charges d'équipements et d'exploitation, sont capables de supporter les réactions correspondantes. Ces fûts n'ont pas de résistance sensible en flexion compte-tenu de leur rigidité relative très faible et n'assurent qu'une réaction verticale. La stabilité transversale de l'ensemble cintre + mégapoutre supérieure en construction a nécessité de couler les poutres par éléments, des pattes vers le centre, et de précontraindre ces éléments au fur et à mesure, comme dans un exécution par voussoirs préfabriqués.

Le cintre sera, de plus, épingle sur les voussoirs déjà exécutés pour le rigidifier et éviter les désaffleurements entre 2 phases successives.

3.3 MOUVEMENTS DE LA STRUCTURE

Ces mouvements dûs à la mise en charge progressive du plateau inférieur (y compris efforts de précontrainte) et des butons, aux effets thermiques différentiels, à l'exécution du plateau supérieur ont pu être limités dans une fourchette d'aplomb des pattes de + 10 m/m par une étude détaillée du programme de mise en charge des butons.

3.4 COMPLEXITE DE L'ETUDE DE STRUCTURE

3.4.1 Calcul d'ensemble

Il a été conduit en utilisant un programme de calcul de structure tridimensionnelle à barres (STRUDEL). Le modèle utilisé pour la détermination des efforts dans les 'pattes' comportaient 6.632 noeuds et 11.156 barres compte-tenu de la complexité de la structure. Des modèles plus petits dans lesquels les 'pattes' étaient remplacées par des structures simplifiées, de raideur équivalente, ont permis l'étude des plateaux. Les phases provisoires étudiées ont été limitées à 7 pour les 'pattes', par contre pour les 'plateaux', l'étude a suivi de très près l'exécution des différents ouvrages (76 phases provisoires étudiées)

3.4.2 Mise au point des plans de cablages et d'armatures

Le raccordement des mégastuctures horizontales et verticales, les 'noeuds' a nécessité une mise au point extrêmement laborieuse pour conjuguer les impératifs de résistance, de passage des câbles et armatures passives avec ceux des baies de circulation, des percements des lots techniques et des modifications résultant des mises au point de conception. Le respect des équarissages imposés par les nécessités fonctionnelles du projet a conduit à des densités d'armatures passives exceptionnelles (300 kg/m³).

3.5 MATERIEL DE COFFRAGE TRES PERFORMANT

Les impératifs du planning nous ont conduit à utiliser des coffrages autoréglables selon une technique déjà employée par notre entreprise sur d'autres grands immeubles de la Défense.

Ces matériaux exceptionnels permettent l'exécution sur chaque patte de :

- 1 mégastucture sur 2 niveaux chaque jour (18 m x 5,6 m)
- 2 x 21 ml de façade chaque jour.

3.6 MISE EN OEUVRE DES BETONS

Compte-tenu des énormes quantités de béton à mettre en oeuvre et des problèmes de saturation de grues, tous les ouvrages épais sont bétonnés à la pompe, à des distances de plus de 50 m et des hauteurs de plus de 100 m.

Structural Concepts for Ultra-Tall Concrete Buildings

Concepts de structure pour de très hauts gratte-ciel en béton

Strukturelle Konzepte für extrem hohe Betonbauten

Joseph P. COLACO
Structural Engineer
CBM Engineers, Inc.
Houston, TX, USA



Joseph Colaco, born in 1940, received his Ph.D in structural engineering from the University of Illinois, Urbana, IL, USA, in 1965. For four years, he worked on tall buildings with the late Dr. Fazlur Khan. Joseph Colaco is now president of a consulting firm and continues in the design of tall buildings.

SUMMARY

In the last twenty-five years, there has been dramatic improvement in concrete technology namely high-strength concrete, pumping of concrete and advances in formwork. Concrete has structural design advantages for tall buildings due to higher mass and higher damping. This article describes concepts for ultra-tall concrete buildings up to one mile (1 600 m) high.

RÉSUMÉ

Pendant les derniers vingt cinq ans, il y a eu un progrès énorme dans la technologie du béton, à savoir : le béton à haute résistance, le béton pompé, et le progrès dans les coffrages. L'avantage du béton armé dans les gratte-ciel est dû premièrement à sa masse, secondement à l'effet d'amortissement. Cet article décrit des idées pour l'étude de très hauts gratte-ciel, jusqu'à mille six cents mètres de hauteur.

ZUSAMMENFASSUNG

In der letzten fünfundzwanzig Jahren sind in der Betontechnologie grosse Fortschritte erzielt worden, insbesondere bei den hochfesten Betonen, beim Pumpbeton und in der Schalungstechnik. Infolge grösserer Masse und grösserer Dämpfung weist die Betonbauweise für grosse Bauhöhen Vorteile auf. Der Beitrag beschreibt Konzepte für extrem hohe Betonbauten mit einer Höhe bis 1600 Metern.



1. INTRODUCTION

In the last twenty-five years, there have been dramatic advancements in the technology of construction of tall concrete buildings with the advent of new forming systems such as slip-forming, flying forms, gang-forms, etc. Also, the development of ultimate strength design, the development of structural light-weight concrete, the development of high strength concrete, the use of admixtures (such as superplasticizers), and concrete pumping techniques have given concrete a great boost for tall structures. The evolution of structural systems particular to concrete construction, notably by the late Dr. Fazlur Khan, gave rise to the potential for taller concrete structures. In 1968, One Shell Plaza in Houston, a 50-story all light-weight concrete building was designed and constructed and became the tallest concrete building in the world. In the 1970's, Water Tower Place in Chicago was built and to this day, holds the record as the world's tallest concrete building at 864 feet (263m) in height. The tallest concrete structure, however, is the CN Tower in Toronto which is 1,500 feet (457m) tall. In 1977, the 75-story, 1,000 foot (304m) tall Texas Commerce Plaza was constructed in Houston. This building is the tallest exterior composite building in the world and has two unique features: First, all the concrete in the project was pumped and second, self-jacking exterior gang-forms were used for the construction of the exterior composite frame. The pumping of the concrete to 1,000 feet (304m) stands today as a record for the tallest height of pumping of concrete with a single-stage pump. The self-jacking exterior forms enabled the construction to proceed at a very rapid pace, and 72 floors of the building were constructed in eleven months due to this combination of techniques.

2. DESIGN CONSIDERATIONS

Tall buildings in non-seismic areas are governed not so much by strength considerations but by performance characteristics under wind loads. The most important considerations here are the sway of the building under wind loads and the motion perception that affects occupant comfort. Due to the inherently higher moments of inertia in concrete members and the higher modulus of elasticity for higher concrete strengths, concrete building design is generally not governed by the sway limits under wind loads. It is known that in tall structures, the two most effective methods of obtaining better motion perception performance under wind loads is to increase the mass and to increase the damping. Both of these factors favor concrete buildings. A concrete building will have a mass in the range of 10 to 25 pounds per cubic foot (160 to 400 Kg/m³) and a damping value ranging from one to two percent of critical damping. Both these values are higher than those for other materials and hence, concrete buildings perform better from motion perception considerations.

The evolution of economical structural systems for tall buildings in general has given rise to two guiding principles:

- Utilize as much of the gravity load as possible to resist the resultant axial forces due to wind load.
- Concentrate the gravity loads on the periphery of the building and preferably, at the exterior corners.

In structures made of very light-weight materials, it is essential that the two principles be followed to get economical design. The transfer of the gravity load to the exterior of the building results in the need for horizontal transfer elements (beams or trusses) at discrete levels in the building. These levels are the so-called "interstitial floors" and their costs offset some of the savings. In conventional building design (less than 100-stories tall), the gravity load transfer elements have to span in the range of 200 feet (60m). The spans will increase for taller structures.

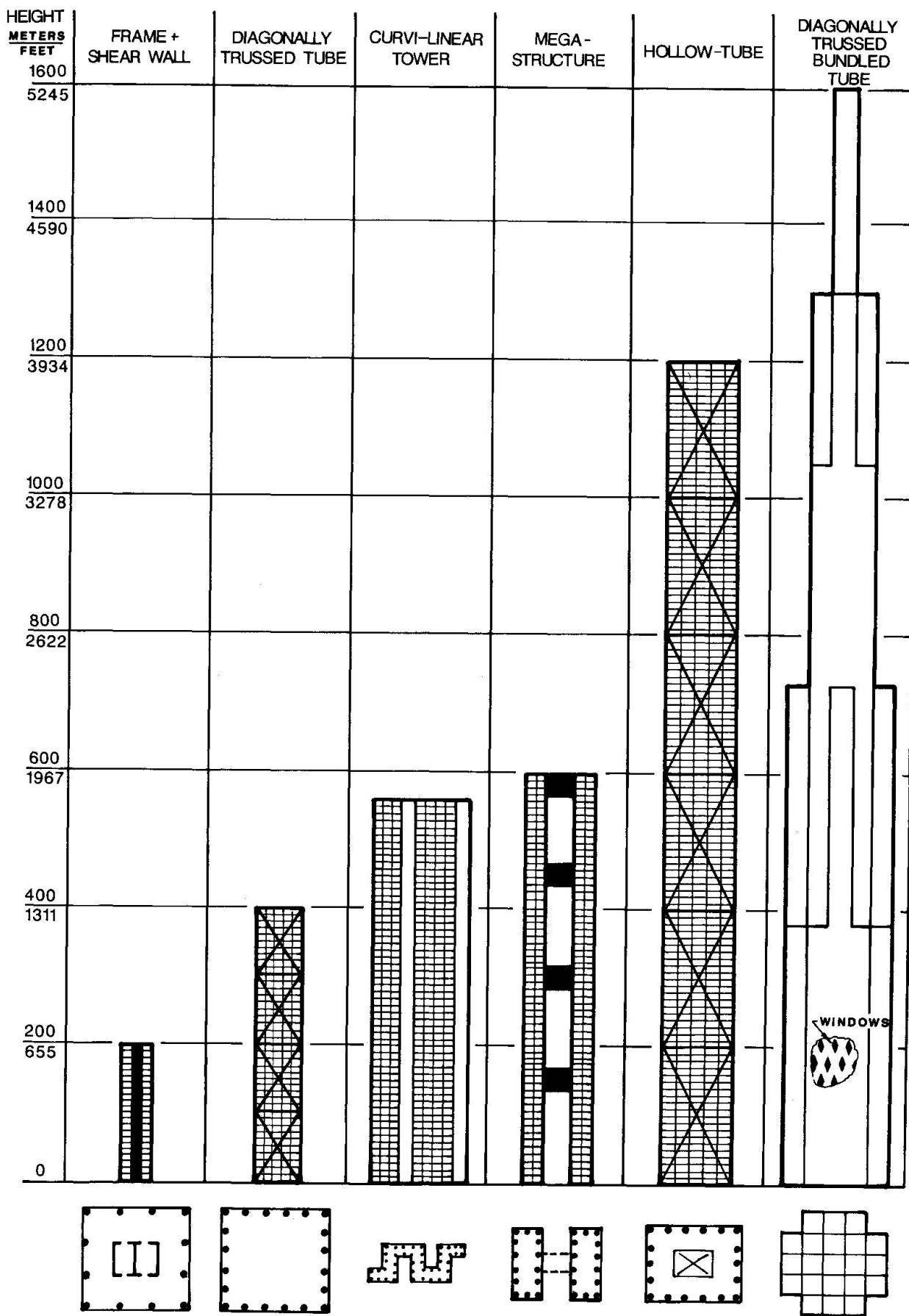


Fig.1 OPTIMUM STRUCTURAL SYSTEMS IN CONCRETE



In concrete structures, because of the high gravity load, it is seldom necessary to have these gravity load transfer elements. For ultra-tall structures (greater than 100-stories tall), the principles enunciated earlier can be achieved by several techniques. Fig. 1 shows a range of structural systems:

- (a) Shape of the building in plan: Utilizing curvi-linear shapes or bent "hat" shapes to achieve maximum "depth" with a relatively narrow floor plan, large resistances can be built-up. This is analogous to the development of corrugated decking used for floors and roofs.
- (b) "Megastuctures": These consist of individual rigid building blocks that are linked together at discrete levels.
- (c) "Hollow-Tubes": These are buildings where the inside of the floor plan is hollowed-out into an atrium (or a series of atria). The shape naturally tends to satisfy the two principles of design. If the building loads are further concentrated in the corners, additional advantages are gained.
- (d) "Bundled-Tubes": In this concept, load bearing walls or columns are placed to subdivide a floor plan into cells. The columns will be "diagonally" braced. In the case of walls, the openings needed for architectural function are so arranged as to preserve the integrity of the wall.

3. DESIGN EXAMPLE

It was decided to investigate the feasibility of constructing a mile-high (1,600m) building in concrete as shown in Fig. 2. The selected building is 500 feet (150m) square at the base in order to obtain a good aspect (height/width) ratio, arranged in modules 100 feet (30m) square. Diamond shaped windows are the result of designing a "trussed bundled tube." This results in an extremely rigid exterior that resists a major portion of the wind loads and other forces.

Interior columns are spaced 20 feet (6m) on centers along the modular lines and are run continuously from top to bottom without any transfers. This forms 100 ft. (30m) square, column-free open spaces that meet most occupancy needs. As the elevators drop off, the structural modules are dropped off as shown in Fig. 2. The modules top out at 1,250 feet (381m), 2,400 feet (732m), 3,450 feet (1,051m) 4,250 feet (1,296m) and then on to the top of the building at 5,280 feet (1,600m). This gives the building a tapered appearance on the skyline.

A precast floor slab system was considered for the floor framing but a "super-waffle" with ribs at 20 feet (6m) on centers in each direction was finally selected. The waffle ribs are 2 ft. 3 in. (68cm) deep at the midspan and 3 ft. 6 in. (1.06m) deep at the columns. The 5-1/2 in. (14cm) floor slabs are light-weight concrete to minimize some of the dead load coming down the structure. An advantage of the waffle floor slab is that it distributes gravity loads very well. A drawback is the large amount of formwork required.

Wind pressures increase gradually from the bottom to the top. Using the Canadian Building Code, the gust response factor G is 1.02. Wind shear at the base is about 95,000 kips (43,100T) and the base overturning movement is 230 million kip-feet (32 x 106T-m). The sway is approximately 8 ft. 6 in. (2.6m) which is height divided by 621. The maximum wind stress in the exterior wall at the base is approximately 825 psi (58 kg/sq. cm), whereas the gravity stress under working loads is 6,100 psi (430 kg/sq. cm).

The fundamental period is 25 seconds and the building weighs 25 lbs./cu. ft. (400 Kg/m³) which is substantially higher than any other type of construction. For a damping value equal to 2% of critical, the Canadian Code analysis indicates acceleration at the top of the building to be higher than desirable. Experience has shown that compared to wind tunnel results, this analysis

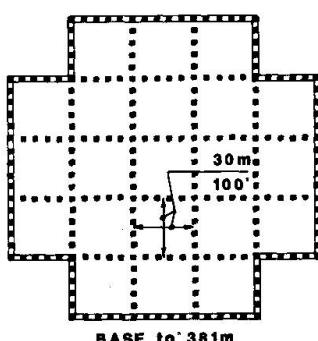
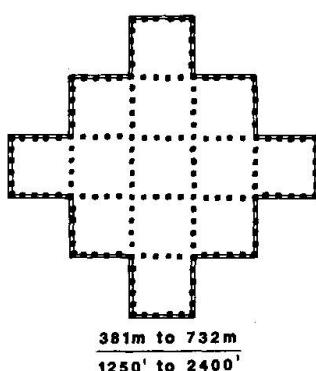
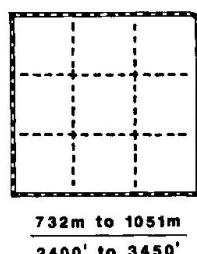
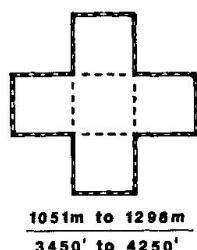
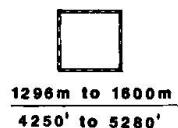


Fig.2a PLANS

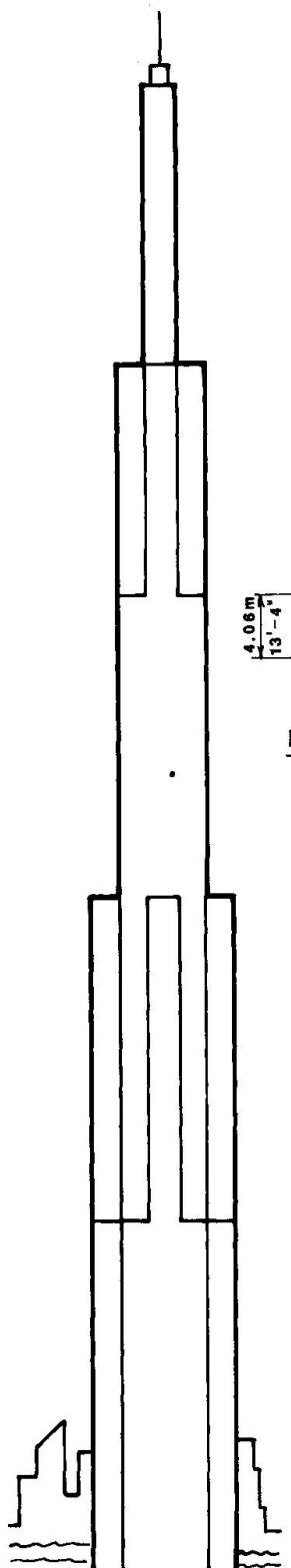


Fig.2b ELEVATION

Fig.2 MILE-HIGH BUILDING

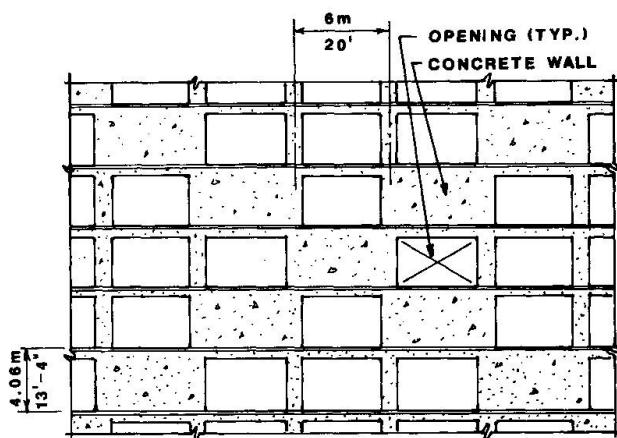


Fig.2d INTERIOR WALL - DIAGONALLY BRACED

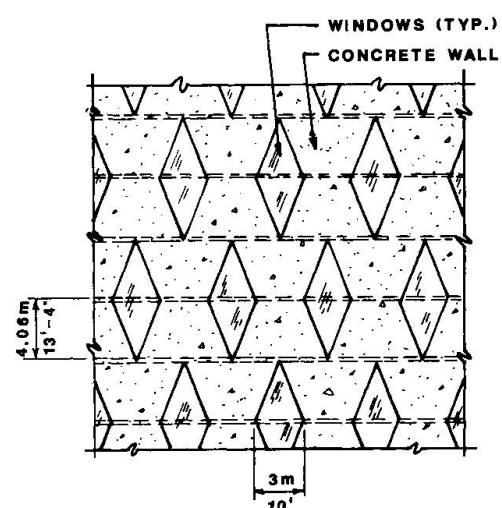


Fig.2c EXTERIOR WALL - TRUSSSED TUBE



overestimates acceleration by 25% - 30%. Since the building is so massive, it is unlikely that tuned mass dampers or an active damping system will be viable. Hence, other means, such as openings through the building, will be needed to minimize the accelerations.

Because of the dia-grid arrangement of the main building structure, the foundation is a mat 550 feet x 550 feet x 18 feet thick (168m x 168m x 5.5m thick). It could be thinned out at the center of each module, however, to reduce the concrete volume. The foundation loads are about 46 kips/sq. ft. (224T/sq. m.) so a minimum allowable soil bearing of 50 kips/sq. ft. (243T/sq. m.) is necessary - a bearing capacity available in several major metropolitan areas.

One of the main problems with using architectural exposed concrete, as we propose for this skyscraper, is that the exterior structure is subject to temperature variations. In the southern part of the United States, with mean low winter temperatures of 20°F (17°C), the average temperature of the exterior columns at the lower levels would be 49°F(9°C). Since the temperature on the inside is 70°F (21°C), there is a 21°F(12°C) differential between the exterior and the interior. In northern climates, this differential jumps to 35°F(21°C). The interior arrangement of the concrete columns with diagonals has the ability to resist these thermal movements although more detailed analyses are needed for the forces in the cross walls and resulting exterior wall movements.

There are several reasons that concrete was chosen for this "mile-high" structure. Combining architecture and structure saves a great deal of cost in the building skin. Concrete is a naturally fireproof material that does not, in general, require additional fireproofing. Monolithic concrete is able to absorb thermal movements, shrinkage and creep, and foundation movements.

Because of the continuity of concrete members, the structure has a great deal of redundancy. Deflections are low and the structure is inherently stiffer than any other kind of construction.

4. CONSTRUCTION TECHNIQUES

Recent analysis has shown that a cost effective way to design concrete columns is with 1% to 2% reinforcing and as high a concrete strength as possible. This is the philosophy that was used for column and wall design throughout the building. The maximum concrete strength at the base is a readily available 14,000 psi (1,000 kg/sq. cm.). Reinforcing is kept to a minimum for simplified detailing, especially at the splices.

A job-site batch plant, located in one of the basement levels, is essential. Since concrete can now be pumped to 1,000 feet (300m), hoists will lift the concrete to a height where the pumps will take over for the last 1,000 feet (300m).

Insulated, self-jacking forms will be used for the columns and walls. All materials and personnel hoists will be on the inside of the building to provide protection against the weather. Since the walls are very thick, insulation and other techniques will have to be devised to gradually dispose of the heat of hydration.

5. CONCLUSION

The conclusion is that concrete buildings even a mile-high are technically feasible. Concrete offers many advantages for tall buildings and, with careful planning, most of the disadvantages associated with height can be overcome.