

# Theme IV: Special structures

Objektyp: **Group**

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

Band (Jahr): **10 (1976)**

PDF erstellt am: **23.09.2024**

## **Nutzungsbedingungen**

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

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

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

## **Haftungsausschluss**

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

## **IV**

**Constructions spéciales  
(acier, béton, mixtes; études comparatives)**

**Spezielle Bauwerke  
(Stahl, Beton, Verbund; vergleichende Studien)**

**Special Structures  
(Steel, Concrete, Composite; comparative Studies)**

### **IVa**

**Constructions en mer  
Bauwerke im Meer  
Offshore Structures**

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## IVa

### Structures off-shore métalliques en Mer du Nord

Off-shore Bauwerke in der Nordsee

Off-shore Structures in the North Sea

J. RORET                      F. CIOLINA  
Directeur                      Chef Département Etudes  
Compagnie Française d'Entreprises Métalliques  
Paris, France

L'exploitation de champs pétroliers dans la zone du plateau continental sous-marin, s'est considérablement développée notamment en Mer du Nord, depuis dix ans. Un tel essor n'a été possible que par la mise au point de structures permettant de remplir les différentes fonctions nécessaires :

- forage d'exploration
- exploitation, forage de production, traitement
- logement du personnel, stockage éventuel
- chargement - torche
- évacuation des produits par conduites

Les structures métalliques ou mixtes acier - béton, doivent offrir des plans de travail convenables avec des stockages de produits divers pour éviter des rotations trop nombreuses des bateaux de service. Il en résulte que pour des charges données, réparties suivant certains critères fonctionnels (tenant compte des règles de sécurité), le support doit résister aux actions très agressives du vent (vitesse pouvant atteindre 200 Km/H) et de la houle (creux de 30 m), tout en assurant des déplacements limites pour le bon fonctionnement des liaisons entre le pont et les puits ou éléments posés sur le fond de la mer.

Les entreprises, engénieries ou organismes publics français ont pris une part importante dans cette aventure de la recherche du pétrole en mer. L'article qui suit a pour but de montrer l'originalité de certaines réalisations métalliques françaises en mer. Il n'est pas inutile de souligner que cet effort n'a été couvert de succès que grâce à un certain nombre de techniques annexes, comme celles développées par la Société COMEX pour la pénétration de l'homme sous la mer par 350 m de fond, ou par des sociétés spécialisées dans les systèmes électroniques ou d'automation.

## 1 - PLATES-FORMES DE PROSPECTION DITES SEMI-SUBMERSIBLES

Celles-ci ont pour objet de permettre des forages de reconnaissance par des fonds de 100 à 200 m. La charge variable est de l'ordre de 2 000 T, les conditions de forage nécessitent un pilonnement limité à 5 m avec des rotations de roulis limitées à  $\pm 2^\circ$ .

En 1969, l'I.F.P. (Institut Français du Pétrole) et la Société FOREX NEPTUNE en liaison avec la C.F.E.M. et SOGREA, ont abouti à une structure dite PENTAGONE comportant cinq flotteurs sur un cercle de 80 m de diamètre. L'avantage est que, quelle que soit la direction de la houle incidente, l'amplitude des mouvements observés est faible.

Le premier exemplaire PENTAGONE 81, est sorti en Juillet 1969 des chantiers C.F.E.M. et depuis cette date, il a travaillé en Golfe de Gascogne et en Mer du Nord.

Sur une période de 6 ans, cette plate-forme a eu un rendement de 95,4 % déduction faite des périodes d'entretien et de déplacement. De plus, elle a subi des vagues de 26 m de creux sans aucun dommage.

Les déplacements de la plate-forme varient entre 15 000 et 20 000 Tonnes.

Actuellement, 11 plates-formes de ce type sont sorties ou vont sortir des chantiers français ou étrangers et en particulier de ceux de C.F.E.M.

### 1.1) Description de la PENTAGONE (Figure 1) (Figure 2)

Le poids lège de la plate-forme est 8 850 Tonnes et le volume de carène est 20 380 M<sup>3</sup>. La période propre de pilonnement est supérieure à 19 s. La période d'équilibrage est de 17 secondes. L'amplitude du mouvement pour des houles de période plus courte ne dépasse pas le tiers du creux de houle et

Le tirant d'eau en cours de forage est de 22 m, mais en cours de transit il n'est que de 7,50 m. Pour cette dernière configuration la prise au courant n'est que de 25 Tonnes pour une vitesse de remorquage de 2 noeuds.

Par ailleurs, sur les modèles les plus récents 2 propulseurs fixes de 2 000 CV et 1 propulseur orientable à l'avant de 750 CV permettent de réduire la puissance de remorquage.

En cours de forage, les lignes d'ancrage au nombre de 10 sont uniquement constituées de câbles de diamètre 75 mm (et non de chaînes) de 1 700 m de longueur (chaque ancre pesant 18 Tonnes). Cette solution permet :

- de réduire le poids des éléments d'ancrages
- d'en faciliter la manutention

Dans le détail, on peut signaler que les flotteurs sont formés par une pile de 8,5 m encastrée dans un flotteur torique, certains étant munis de propulseurs.

L'entretoisement des cinq flotteurs est spatial. Un premier plan de liaison horizontal permet de relier les colonnes des flotteurs. Par ailleurs, des entretoises formant des tétraèdres supportent le tablier dont l'épaisseur atteint 6,50 m. Ce dernier comporte 3 niveaux. A la partie supérieure, on trouve la plate-forme hélicoptères, les grues de bord (deux grues permettant de lever 20 Tonnes à 16 m, deux autres grues permettant de lever 4 Tonnes à 16 m) et un derrick de 49 m de haut (11 x 11 m à la base). Cet ensemble abrite un équipage de 80 personnes.

Les problèmes de construction méritent une brève description.

Les flotteurs sont préfabriqués en usine, entièrement munis de leurs équipements (pompes et tuyaux) et mis à l'eau par lancement sur le Rhin à LAUTERBOURG.

Les éléments d'entretoises sont préfabriqués ainsi que les poutres constitutives du pont et les noeuds.

L'ensemble est acheminé sur un chantier d'assemblage à flot. Dans un premier temps, les flotteurs sont reliés par un plan de contreventement horizontal. Cette première phase suppose un plan d'eau abrité.

Les éléments inclinés des entretoises sont montés ensuite grâce à un ponton grue. Ce dernier sert finalement à la mise en place des éléments de substructure du pont.

Après ces opérations, l'équipement du pont est mis en place à une hauteur de 30 m au dessus du plan d'eau.

La plate-forme PENTAGONE, comme toute plate-forme de son type, malgré ses performances, nécessite l'emploi de lignes d'ancrages dont l'importance devient très grande dans des fonds marins de plus de 300 m.

D'autre part, dans les zones soumises à l'action des glaces (Alaska par exemple), la modification des systèmes d'ancrages classiques s'impose.

En 1971/1972, l'I.F.P., C.F.E.M. et FORAMER ont mis en commun leurs expériences pour mettre au point le projet d'une plate-forme à positionnement dynamique. Rappelons que FORAMER et C.F.P. (Compagnie Française des Pétroles) avaient mis au point et fait construire un bateau de forage à stabilité améliorée et à positionnement dynamique le "PELICAN", les forages pouvant atteindre des fonds de 1 000 m.

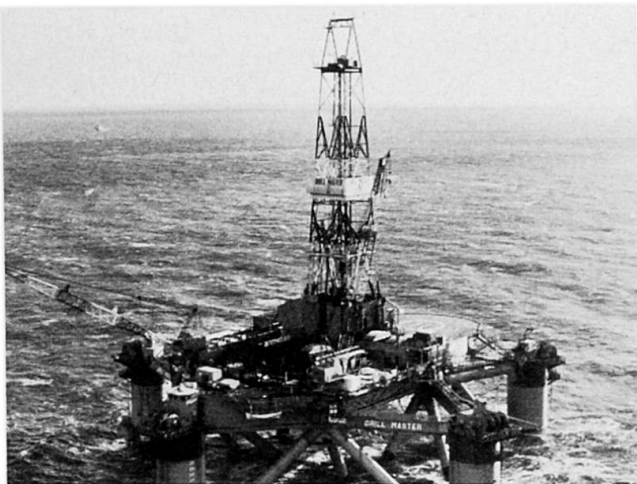


Figure 1 - PENTAGONE en cours de forage



Figure 2 - Noeud et floteur de PENTAGONE

### 1.2) Description de la DYPOSEMI (Figure 3)

Les conditions imposées étaient les suivantes :

- forage possible avec des courants de 2 à 3 noeuds, des vagues de 15 m et de période 12 s (la vitesse du vent étant de 60 à 65 noeuds)
- mise en station (sans forage) avec des vents de 80 noeuds
- tenue limite : tempête correspondant à des vents de 120 noeuds houle de 32 m (période 15 à 16 S)

Les études de comportement sous l'action de la houle menées au S.T.C.A.N. (Bassin des Carènes de la Marine Nationale de Paris) sur une maquette au 1/20, ont permis de confirmer le bien fondé des calculs et dimensionnements.

D'autre part, des essais de propulsion sur une maquette au 1/19 ont permis de montrer que la vitesse de la plate-forme est de 10 noeuds avec une puissance développée de 12 000 CV.

L'ensemble est formé par 3 piles - flotteurs, placés au sommet d'un triangle de 80 m de côté, reliés par un entretoisement servant d'appui à un tablier de forme torique (71 m de diamètre). Cette forme a l'avantage de limiter la prise au vent et de rendre l'ensemble anisotrope.

Les flotteurs ont un diamètre de 14 m et une longueur de 54 m. La section du flotteur a été dessinée pour limiter les formes profilées, tout en limitant la puissance nécessaire des propulseurs. La partie inférieure est équipée de deux propulseurs orientables de 2 000 CV chacun. La partie arrière comporte un propulseur principal de 4 000 CV.

Les piles d'une hauteur de 25 m et de 12,5 m de diamètre, permettent un bon encastrement mécanique pile - flotteur et une circulation convenable jusqu'aux zones vitales des flotteurs.

La hauteur du tablier est de 9 m. L'équipement du triple pont a été particulièrement analysé au niveau de l'architecture et du confort des équipes à bord. Au total, le pont offre une surface de 11 000 M<sup>2</sup>, l'équipage à bord étant de 110 personnes.

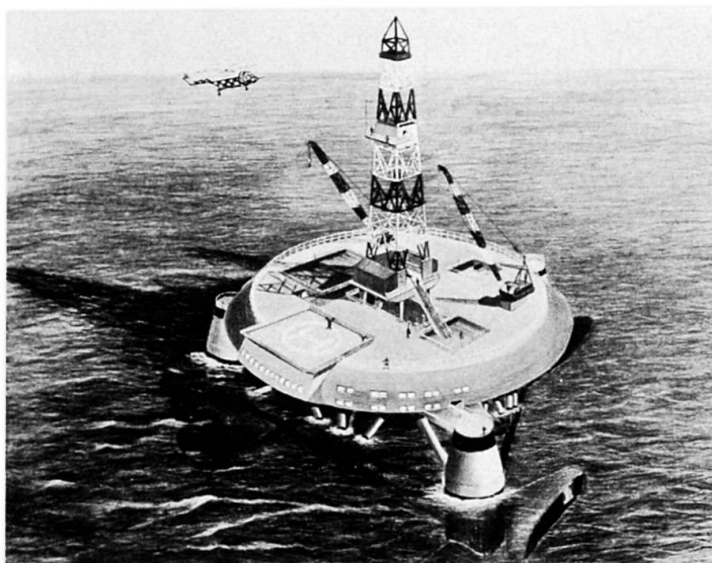


Figure 3 - Plate-forme DYPOSEMI

La plate-forme d'un poids de charpente de 8 500 Tonnes a un tirant d'eau en forage de 25 m (le déplacement étant de 24 500 T). Les charges variables (tubes, tiges de forage "risers", baryte et ciment), sont de 2 825 Tonnes et le stockage en fuel est de 3 000 T.

Le positionnement dynamique comprend :

- un repérage par moyen acoustique, un émetteur étant au fond et 3 récepteurs étant sous les flotteurs. Eventuellement, on peut utiliser un inclinomètre.
- des calculateurs permettant de coordonner l'action des propulseurs, l'objectif étant de maintenir la plate-forme cap au courant, les oscillations étant fortement limitées.

### 1.3) Plate-forme DYNACAT (Figure 4)

Pendant la même période, la Société FOREX NEPTUNE a développé un projet de plate-forme semi-submersible à catamaran. Cette structure d'un poids de 8 550 Tonnes est capable de transporter 3 950 T d'équipement.

Les flotteurs ont 119 m de long et une section de 14 x 6,70 m. Ces derniers sont solidaires du pont par l'intermédiaire de 6 colonnes de 9,40 m de diamètre. La hauteur totale de la plate-forme est de 40 m environ.

Chaque flotteur, spécialement étudié sur le plan hydrodynamique, est équipé de 2 propulseurs arrière de 2 000 CV et de 2 propulseurs orientables de 1 500 CV. Le système de positionnement dynamique est commandé par un ordinateur.

En période de transit, des vitesses de 10 noeuds (puissance 8 000 CV) conduisent à des consommations de fuel de 38 Tonnes/Jour.

Le comportement de l'engin en cours de forage (24 m de tirant d'eau) est également bon et en cas d'avarie de 2 compartiments des colonnes, l'inclinaison de la plate-forme ne dépasse pas 15°.

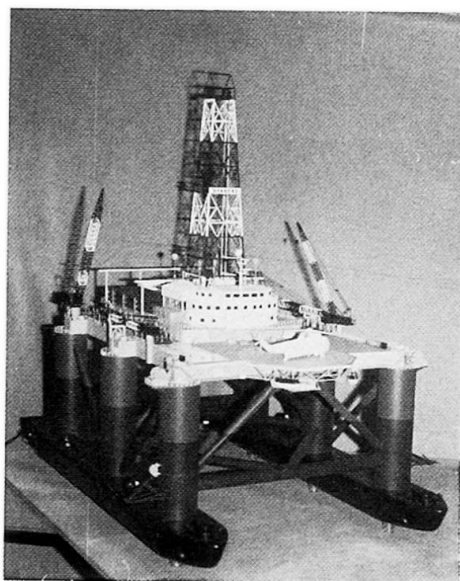


Figure 4 - Plate-forme DYNACAT



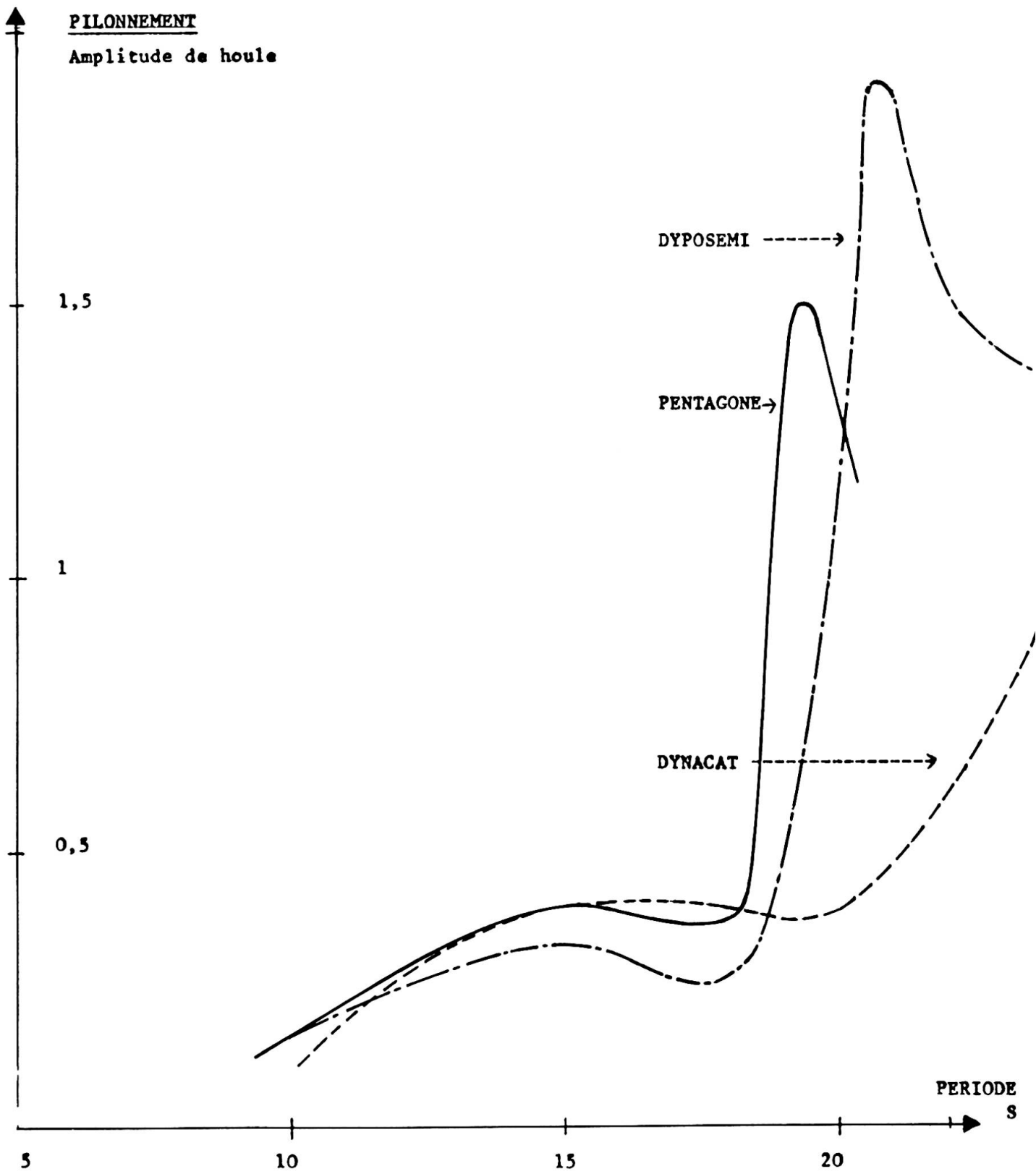


Figure 5

## 2 - PLATES-FORMES AUTO-ELEVATRICES (Figures 6 et 7)

Ce type d'engin est constitué par une plate-forme de travail, placée sur des "pattes" servant d'appui sur le fond en cas de forage. Fréquemment utilisés sur les côtes américaines ou africaines, des modèles résistant aux conditions climatiques particulièrement sévères de la Mer du Nord, ont été mis au point par la Société ETA. Deux exemplaires classe Europe sont en cours de construction dans les usines et chantiers de C.F.E.M.

Elles permettent un travail de forage par fond de 100 m.

Pour la première fois des aciers à limite élastique élevée (70 Kg/mm<sup>2</sup>) sont utilisés pour la fabrication des crémaillères notamment.

L'emploi d'aciers de ce type a nécessité la mise au point :

- de procédés de soudage spéciaux
- de vérifications spéciales vis à vis des risques de fissuration ;  
Utilisation du critère C.O.D. (Crack Opening displacement)

Rappelons que ces plates-formes peuvent être utilisées pour des forages de reconnaissance sous des climats très variés.

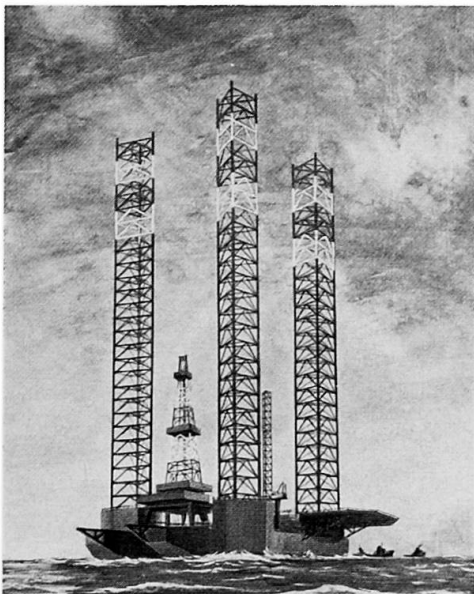


Figure 6 - Plate-forme auto élévatrice ETA



Figure 7 - Plate-forme NEPTUNE Lancement

## 3 - PLATES-FORMES D'EXPLOITATION

De nombreux types existent actuellement pour exploiter des champs pétroliers par 150 m de fond.

### 3.1) Les "Jackets"

Ces énormes tours formées de tubes rendus solidaires par soudures, ont fait l'objet de réalisations très importantes notamment par les entreprises U.I.E. (à Cherbourg) et E.T.P.M. (en association avec John LAING en Angleterre).

En général, le pont sert de support à une série de modules entreposés comme des containers grâce à l'emploi de puissants derrick barges. La Société E.T.P.M. en particulier a développé la construction de telles barges, par exemple : ETPM I60I qui est une barge poseuse de pipelines.

La conception des jackets reste cependant fortement marquée par les méthodes américaines :

- calcul des noeuds par les règles A.W.S. (American Welding Society)
- méthode de mise à l'eau sur barges
- mise en station par basculement de la barge de transport

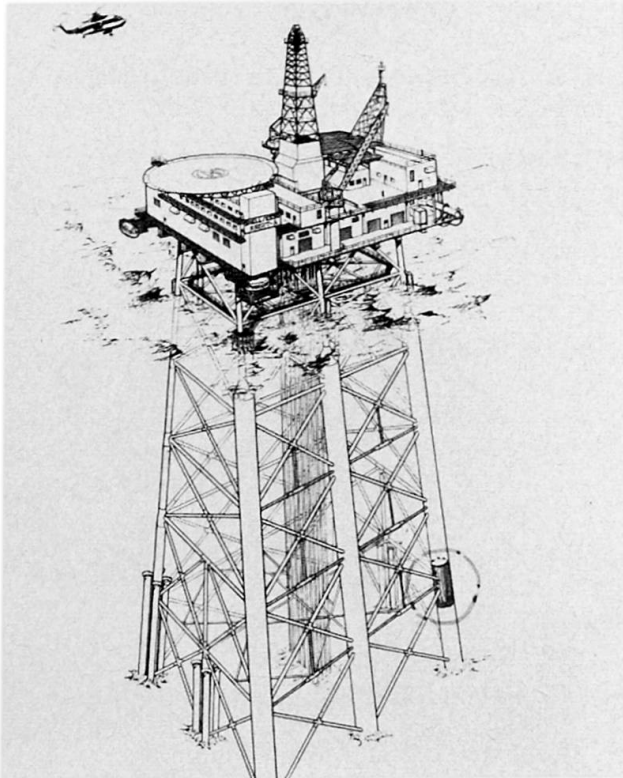


Figure 8 - Jacket de BRENT A

### 3.2) Les structures "poids" avec embase

Nous rappelons pour mémoire les nombreuses réalisations béton de conception française (SEA TANK CO, Howard DORIS).

Dans une plate-forme, l'acier joue un rôle non négligeable et il peut être utilisé pour la réalisation du pont ou même des colonnes. On obtient dans ces conditions, des ensembles mixtes :

- réservoir béton
- superstructures acier

L'avenir d'une telle solution est particulièrement intéressante pour des profondeurs d'eau de 200 à 300 m.

Mais les structures à embase peuvent être traitées tout acier. Un projet de conception française développé par SEAL/C.F.E.M., dénommé G.B.S. (Gravity Base in Steel) - Figure 9, permet d'allier :

- une embase réservoir en acier dont la conception est basée sur l'emploi de panneaux plans (technique classique des Chantiers navals). Celle-ci est constamment en équpression
- des colonnes circulaires en acier, reliées à un niveau intermédiaire par une entretoise permettant le remorquage de l'ensemble avec ses équipements jusqu'au lieu final d'installation et assurant une période de vibration suffisamment basse pour éviter les phénomènes de résonance sous l'action des houles moyennes.

Un tel projet présente des avantages importants grâce au faible poids de l'ensemble (40 000 Tonnes d'acier + 15 000 Tonnes d'équipements). On peut en particulier, moduler le poids du lest final (120 000 Tonnes environ) pour avoir un coefficient valable de sécurité sur le sol. Le cas des sols liquéfiés a été particulièrement analysé.

D'autre part, le faible poids permet d'échouer la plate-forme sans avoir à utiliser des ancrages classiques d'un coût onéreux. On peut également noter que la G.B.S. par son mode de réalisation ne porte pas atteinte à l'environnement marin ou terrestre et que sa préfabrication peut être opérée en 3 chantiers distincts permettant de réduire considérablement les délais.

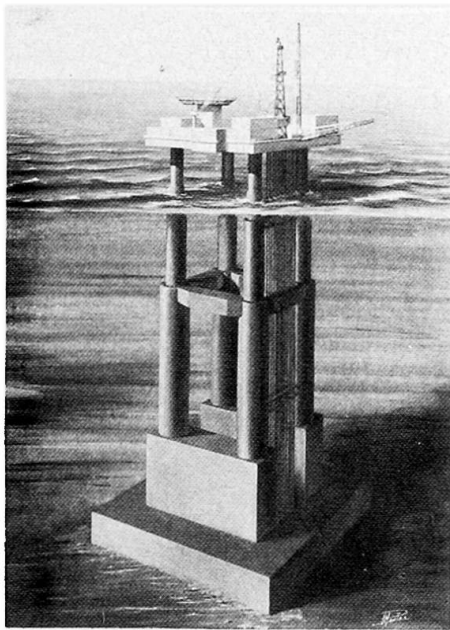


Figure 9 - Plate-forme G.B.S.

#### 4 - ELEMENTS DIVERS - TORCHE, POSTE DE CHARGEMENT, PRODUCTION LIMITEE

Les produits pétroliers doivent être évacués par tankers si un pipeline n'a pas été installé.  
D'autre part, des torches isolées du lieu de production peuvent être nécessaires.

Une structure originale française développée par C.F.E.M., E.M.H. et ELF, mérite d'être décrite ; Il s'agit d'une colonne liée au fond marin par un cardan, lui-même solidaire d'une embase lestée. La partie supérieure de la colonne comporte un flotteur principal. Son rôle est d'assurer sur le site un couple de rappel suffisant pour limiter les amplitudes angulaires, statiques (effet du courant) ou dynamiques (effet de la houle).

De plus, la partie située immédiatement au dessus du cardan, dénommée caisse à lest, permet de réduire l'effort sur le cardan. Ce dernier comporte des passages de fluides (gaz ou huile), possibles notamment dans les paliers. Un joint spécial en élastomère de synthèse d'un modèle breveté, résistant aux efforts de torsion, permet d'assurer l'étanchéité absolue.

Le fût de la colonne situé entre la caisse à lest et le flotteur principal est constitué généralement par un treillis comportant 3 faces. Seul le prototype d'essai datant de 1969 avait un fût cylindrique, mais il s'agissait d'une réalisation expérimentale dans 100 m d'eau. La solution treillis permet d'éviter des phénomènes de balourd dus à des masses internes d'eau.

3 réalisations sont actuellement en fonctionnement dans les champs pétroliers de la Mer du Nord :

- une torchère pour le champ de BRENT par 142 m de fond (Figure 10)
- une torchère pour le champ de FRIGG par 107 m de fond
- un poste de chargement pour le champ de MOBERE par 118 m de fond (Figure 11)

Pour cette dernière application, la partie supérieure de la colonne est une tête tournante permettant :

- de supporter un pont Hélicoptère
- de soutenir une poutre support de flexible d'alimentation
- de subir un effort d'amarrage de l'ordre de 200 Tonnes

Les problèmes de montage en mer de ces colonnes ont été résolus grâce à des schémas originaux.

La plate-forme expérimentale a été fabriquée en 2 parties. L'embase fut coulée en place et la colonne basculée grâce à l'action de flotteurs auxiliaires. La connexion était réalisée sur site.

La plate-forme SHELL BRENT a donné lieu à un autre schéma. La connexion s'est faite dans une zone calme. L'embase était repliée sous la colonne et verrouillée à cette dernière. L'ensemble colonne + embase a été remorquée depuis Dunkerque jusqu'au champ de BRENT. La houle exerce des efforts de fatigue très importants pendant le parcours ; en effet, l'ensemble sur le plan hydrodynamique se présente comme une verge encastrée sur l'embase. Il est donc nécessaire d'effectuer cette opération en été.

Le basculement sur site comprend les opérations suivantes :

- déverrouillage de l'embase
- ballastage partiel de l'embase
- remplissage des flotteurs auxiliaires
- pose sur le fond en remplissant partiellement le flotteur principal
- remplissage du flotteur d'embase

Enfin les colonnes FRIGG et MOBIL ont été remorquées en éléments séparés jusqu'à STAVANGER en Norvège. Là, deux opérations ont été réalisées :

- la connexion de l'embase
- le basculement de l'ensemble

Une opération de remorquage de la colonne verticale avec des tirants d'eau  $\gamma$  à 10 m a permis la mise en place malgré un temps très médiocre.

	Poids Embase	Poids Treillis	Flotteur principal	Tête
SHELL	430 T	bas 205 T haut 85 T	153 T	20 T
FRIGG	510 T	104 T	225 T	30 T
MOBERE	670 T	261 T	305 T	220 T

Les 3 opérations de mise en place ont été opérées entre le 18 Aout et le 12 Octobre 1975 réalisant une première mondiale de mise en place de plate-forme en automne en Mer du Nord.

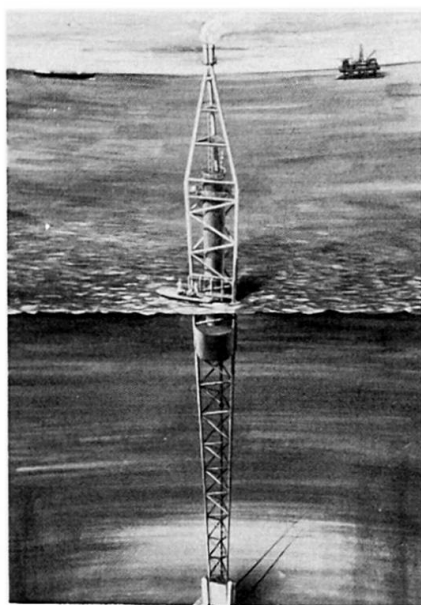


Figure 10 - Torchère  
SHELL BRENT en place

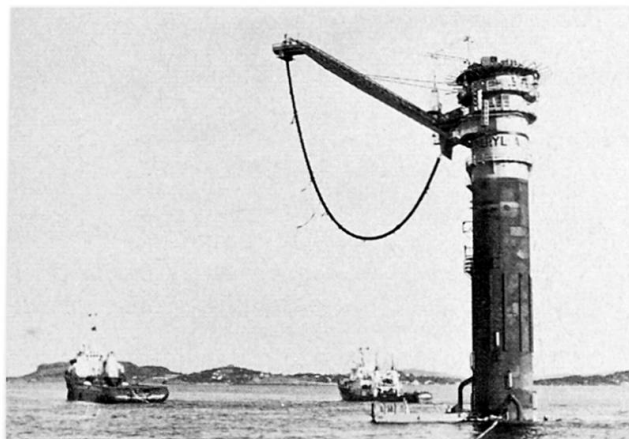


Figure 11 - Poste de chargement  
MOBIL en place

Ces réalisations très encourageantes ont conduit à mettre au point :

- des projets de colonnes de chargement grande profondeur (180 m)  
Le poids total de l'engin atteint alors 5 000 Tonnes
- des projets de colonnes de traitement, les séparateurs superposés verticalement sont placés en tête. Toutes les installations nécessaires conduisent à des charges supérieures très élevées (800 T colonne production)
- des colonnes récupérables à terme grâce à des systèmes de câbles guides associés à une plaque de connexion fixée sous le cardan.

## 5 - CONCLUSIONS

Toutes les structures décrites ci-dessus montrent l'apport important de l'ingénierie française dans le développement des champs off-shore de la Mer du Nord. Les succès remportés devraient permettre une extension des applications au cas d'autres rivages du globe.

Des études sont en cours de développement pour des profondeurs supérieures.

### RESUME

Le présent article montre un panorama rapide des structures métalliques conçues et réalisées par différentes sociétés françaises.

Pour les différentes fonctions à réaliser sur un champ pétrolier off-shore, des créations originales sont présentées:

- plates-formes à positionnement dynamique
- plates-formes à embase poids acier
- colonnes articulées

### ZUSAMMENFASSUNG

Der vorliegende Bericht gibt einen raschen Ueberblick über Stahlkonstruktionen, die durch verschiedene französische Firmen entworfen und erbaut wurden.

Für die verschiedenen im Erdöl-Off-Shore-Bereich erforderlichen Einrichtungen werden einige originelle Entwürfe dargestellt:

- dynamisch gesteuerte Plattformen
- Plattformen mit Stabilisierung durch das Stahl-Eigengewicht
- Gelenkstützen

### SUMMARY

This paper presents a quick description of the metallic structures designed and fabricated by some French companies.

Original creations are presented for the different needs of an off-shore field development:

- Dynamically positioned semi-submersibles
- Gravity structures all in steel
- Articulated columns

**Structures offshore en béton**

Offshore Bauwerke aus Beton

Concrete Offshore Structures

**M. GERBAULT**  
Directeur Technique  
SEA TANK CO  
Paris, France

**P. XERCAVINS**  
Directeur Général  
Europe-Etudes  
Paris, France

**1. Généralités**

L'exploitation offshore de gisements d'hydrocarbures a commencé il y a déjà quelques décennies dans le Golfe du Mexique, le Vénézuéla, la Mer des Caraïbes. Cette exploitation se fait à partir de plates-formes métalliques appelées "Jackets", structures généralement tubulaires, ancrées dans le sol de fondation par des pieux de grande profondeur.

Les fonds exploités ne dépassaient pas 50 m pour ces premières réalisations situées en des eaux relativement abritées.

L'extension des exploitations pétrolières à de plus grands fonds, de 70 à 150 m en Mer du Nord à ce jour, et les conditions marines infiniment plus sévères qu'on trouve en cette région, ont conduit à une nouvelle génération de structures gravitaires auto-stables, conçues de façon à supprimer pratiquement tout travail sur le site.

C'est ainsi que depuis la plate-forme réservoir d'EKOFISK, conçue en 1971 par la C.G.DORIS avec la collaboration d'EUROPE-ETUDES, une douzaine de structures gravitaires en béton ont été réalisées, ou sont en voie d'achèvement, pour les sites de la Mer du Nord, et sur cet ensemble la technique française est largement représentée puisque C.G.DORIS intervient pour 4 plates-formes et SEA TANK CO pour 3 plates-formes.

**2. Avantages des structures gravitaires en béton**

L'avantage fondamental lié au caractère gravitaire est l'absence de travail sur le site, le sol reconnu au préalable devant être sensiblement horizontal et ses caractéristiques compatibles avec les sollicitations assez modérées induites par la structure. On évite ainsi les opérations délicates tributaires des conditions météorologiques, telle que battage de pieux.

Les contraintes sous le radier y sont de l'ordre de 2 à 3 bars sous les actions permanentes - valeurs pouvant doubler sous les houles extrêmes avec cisaillements concomittants. Le béton confère une bonne résistance à la corrosion d'où résultent une importante économie d'entretien, une bonne tenue au feu, aux chocs, une absence de fragilité, liée au caractère massif des structures, à l'insensibilité du matériau vis-à-vis des basses températures dans les



climats les plus froids. Les masses en jeu les rendent peu sensibles aux impacts locaux, et ces structures peuvent être dimensionnées pour des houles centenaires à peine imaginables de 30 m de creux, imposées en Mer du Nord !

Le béton est un matériau courant, facile à obtenir, et sa mise en oeuvre nécessite peu de personnel qualifié.

Un autre avantage des structures gravitaires réside dans la possibilité d'utiliser leur infrastructure pour y stocker le pétrole. En effet, toutes les structures proposées comprennent un important volume creux, nécessaire pour la flottabilité lors du remorquage et utilisable, moyennant un certain aménagement, offrant une capacité de l'ordre de 100.000 à 200.000 m<sup>3</sup>.

Enfin, toujours grâce à cette réserve importante de flottabilité, il est possible de concevoir une structure équilibrant des charges importantes en tête, lors du remorquage et de l'immersion ; ces charges peuvent atteindre 20.000 t, voire 40.000 t. Si bien que la plate-forme peut être remorquée et placée sur son site de production, pratiquement complètement équipée, travail qui, lorsqu'il doit être fait sur le site, est tributaire des conditions météorologiques.

En contre-partie de ces avantages, la construction en flottaison de ces structures nécessite des sites abrités disposant de forts tirants d'eau, allant de 30 à 75 m environ pour les structures ci-après décrites. Plus grand est le tirant d'eau disponible, plus grande est la facilité d'équipement du pont, qui peut être en béton dans les cas les plus favorables. L'équipement de ces ponts avant échouage sur le site définitif nécessite un site abrité où puisse se faire une immersion provisoire, rendant accessible aux engins de manutention la plate-forme supérieure à équiper. Il faut ensuite un plus grand tirant d'eau pour le remorquage.

Ces conditions expliquent pourquoi les premiers sites utilisés pour la construction de telles plates-formes soient les fjords norvégiens, puis les lochs de la côte occidentale de l'Ecosse, puis un fjord suédois. Enfin, une autre structure gravitaire, non décrite dans ce papier, est une structure mixte, la partie supérieure étant métallique, afin d'être compatible avec le tirant d'eau réduit disponible à l'embouchure du Rhin, aux Pays-Bas (plate-forme ANDOC).

### 3. Mode de construction et de mise en place

La construction d'une plate-forme est effectuée en deux phases. La première consiste à édifier dans une fouille asséchée au-dessous du niveau de la mer le radier de la fondation et l'amorce des murs verticaux, de façon à obtenir une boîte plate susceptible de flotter ; dès que cette condition est réalisée, la fouille est inondée et la structure est remorquée et ancrée dans un site abrité de profondeur suffisante pour mener la construction à son terme.

Les coffrages glissants sont largement utilisés. Ainsi, à EKOFISK, pour la première réalisation, on a réalisé un radier caissonné de 6 m de hauteur selon les techniques traditionnelles, tandis que les autres structures sont exécutées en coffrage glissant dès qu'un radier massif est bétonné, qu'il s'agisse de la 1<sup>ère</sup> phase à l'intérieur de la fouille, puis de la seconde en flottaison. L'expérience montre en effet que ce mode d'exécution est le plus favorable à tous égards, pour la continuité du bétonnage, sa rapidité, et qu'il permet d'obtenir une bonne qualité de béton : peut-être convient-il d'insister sur les épaisseurs minimales, rarement inférieures à 50 cm, retenues pour ce type de construction.

Le remorquage depuis le site de construction jusqu'à la destination finale est une opération spectaculaire, qui nécessite la mobilisation d'une véritable flotte de remorqueurs, pour une vitesse de route assez faible : un à deux noeuds en moyenne. Quant à l'immersion, sa difficulté croît, bien entendu, avec la profondeur, et c'est en général à ce stade que le béton de la structure est soumis aux contraintes les plus élevées.

L'immersion se fait par ballastage contrôlé des compartiments intérieurs de la structure.

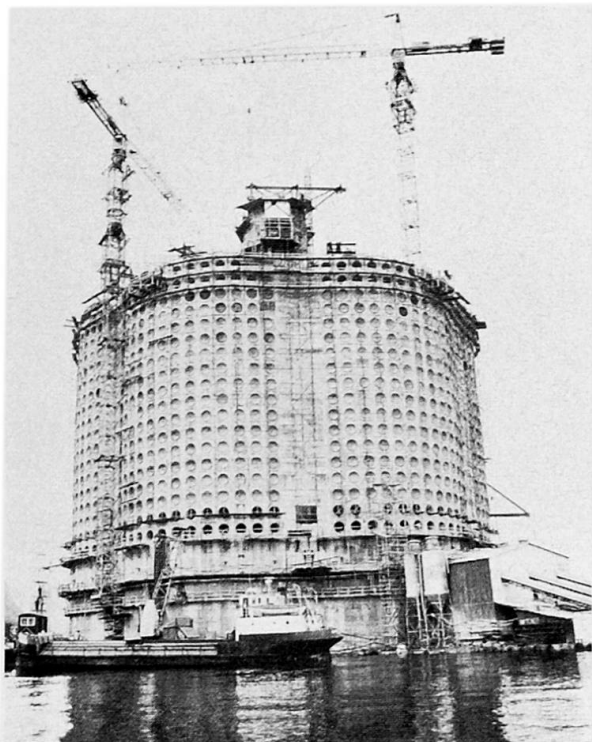


Plate-forme FRIGG

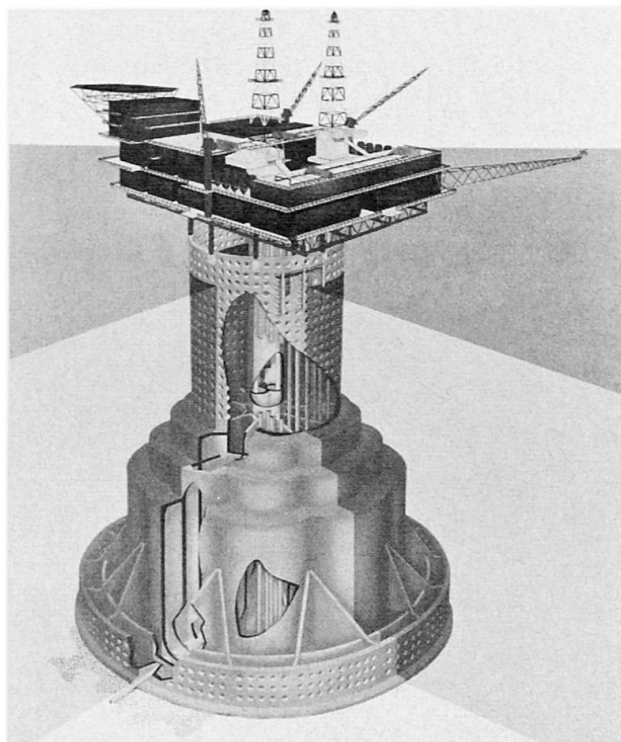


Plate-forme NINIAN

#### 4. Description des plates-formes

Ces plates-formes sont de deux types bien distincts :

- les structures de type DORIS
- les structures de type SEA TANK CO.

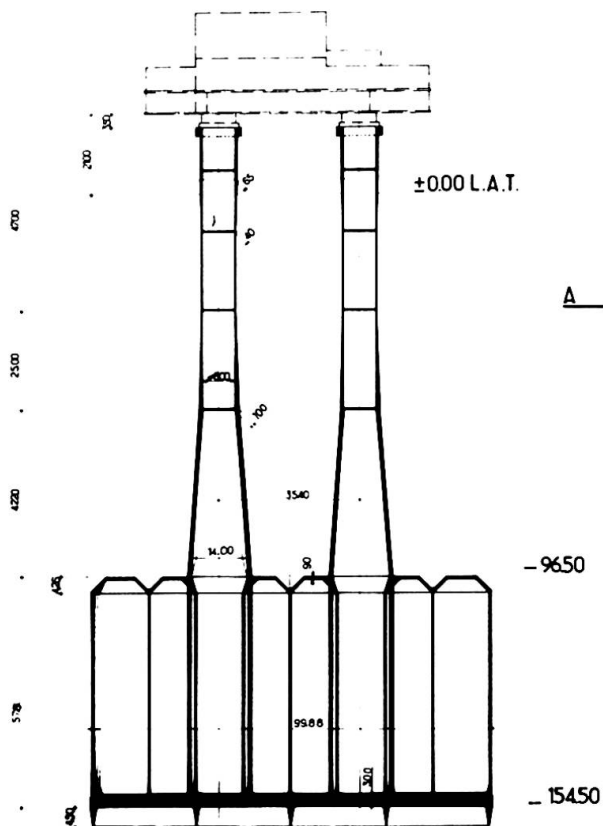
Les structures DORIS sont très massives. Elles se présentent sous la forme d'un radier sur lequel s'encastrent d'une part une large cheminée centrale, d'autre part des murs verticaux rayonnant et circulaires, le tout remontant au-dessus du niveau de la mer. La partie supérieure des murs périphériques est munie de trous "JARLAN" permettant de dissiper une grande partie de l'énergie de la houle et par là d'en atténuer les efforts sur la structure. Sur les murs s'appuient des poteaux ou portiques supportant le ou les ponts, à un ou plusieurs niveaux. Les perforations sont provisoirement obturées pendant l'immersion afin d'assurer le contrôle de cette opération. La partie inférieure comporte également des perforations dont le but est de réduire l'effet des courants en pied de structures, et de ce fait, les risques d'affouillement, ce qui permet de limiter les protections faites assez couramment à la périphérie du radier (enrochements, bûches solidaires du radier).

Le caractère très massif de ces structures nécessite un tirant d'eau à la construction sensiblement égal à la moitié de la profondeur d'immersion.

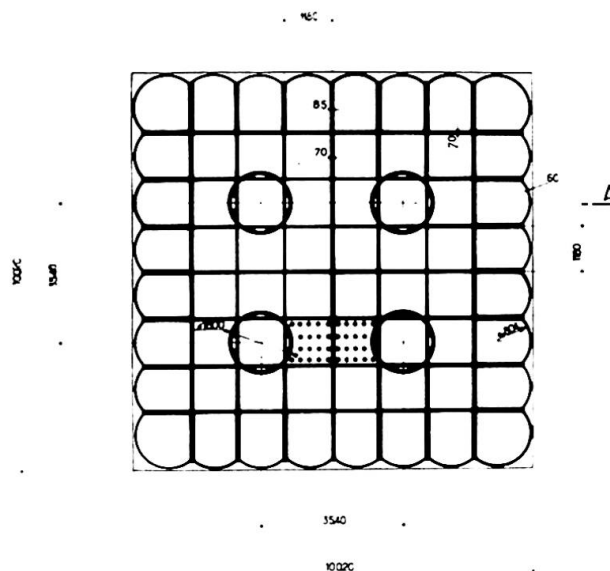
Les structures SEA TANK CO sont constituées essentiellement d'un grand caisson creux de forme carrée, cloisonné intérieurement de cellules carrées également, surmonté de plusieurs colonnes de faible diamètre en béton. Ces colonnes donnent une moindre prise aux efforts de houle, là où ils sont les plus importants, près de la surface. Elles servent d'appui à un pont, généralement en construction métallique, à plusieurs niveaux, situé à plus de 20 m au-dessus du niveau de la mer.



—SHELL CORMORANT 'A' PLATFORM SECTION A—



—SHELL CORMORANT 'A' PLATFORM PLAN VIEW—



Les paramètres essentiels qui influent sur le dimensionnement de ces structures sont :

- la profondeur à laquelle la structure doit être immergée ; les efforts provoqués par la houle en découlent. A ces efforts s'ajoutent ceux dus aux vents et aux courants, mais ils sont moins importants que ceux dus à la houle.

- les caractéristiques géotechniques des sols de fondation qui déterminent la surface d'appui au sol et la hauteur des bûches à disposer éventuellement sous le radier

- le poids du pont et des charges en tête que l'on doit emporter lors du remorquage, qui conditionne le déplacement de la structure et sa stabilité au remorquage et à l'immersion ; le tout doit rester compatible avec le tirant d'eau disponible sur le site de construction et à sa sortie.

Un autre paramètre qui peut influencer sur le dimensionnement du béton, mais surtout sur les ferraillements ou la précontrainte, est le stockage de pétrole brut à l'intérieur de la structure, car le pétrole se trouve à une température voisine de 40°C, alors que l'eau de mer avoisinante se trouve à 5°C environ.

### 5. Calculs des structures gravitaires

Les calculs à effectuer sont très longs et il n'est pas question d'entrer ici dans le détail.

Les principes généraux restent toujours les mêmes. Il faut évaluer les forces extérieures appliquées à la structure et faire toutes les vérifications de stabilité et de résistance qui s'imposent.

Les calculs sont menés selon des règlements qui font appel aux dernières idées en matière de réglementation, c'est-à-dire selon les méthodes dites semi-probabilistes et les calculs aux états limites. Pour la Mer du Nord, par exemple, le code britannique CP 110 est souvent utilisé pour le secteur britannique, les règles du Det Norske Veritas (D.N.V.) pour la zone norvégienne. Un règlement français existe. Il a été établi par le Bureau Veritas. Ces règlements suivent d'assez près les recommandations de la F.I.P. pour les principes utilisés.

Pour ce qui est des forces extérieures appliquées, le problème le plus difficile consiste à déterminer les efforts provoqués par la houle. Il faut tout d'abord connaître la hauteur de vague maximale à admettre en cours d'exploitation (houle dite "opérationnelle") dont la période de retour selon les cas est de 1 à 3 mois et la hauteur extrême à prendre en compte, dont la période de retour est de 50 ou 100 ans.

La hauteur de la vague n'est pas suffisante. Il faut lui associer la période. En fait, il faut même aller au-delà et passer de la houle théorique et régulière, qui peut suffire pour certains cas simples de prédimensionnement, à la houle réelle dont la hauteur et la période sont des variables aléatoires respectant un certain spectre de houle caractéristique d'un état de mer considéré.

Des programmes de calculs électroniques existent à l'heure actuelle qui traitent ces problèmes sur une modélisation qui nécessairement présente des simplifications. Tous les résultats doivent être confirmés par des essais en bassin sur modèles réduits.

Les cas de sollicitations à examiner sont multiples : en cours de construction, en cours de remorquage, lors de l'immersion, et enfin en situation définitive. Les conditions à satisfaire sont nombreuses elles aussi : outre les conditions de limites de contraintes habituelles, il faut aussi vérifier la stabilité de l'équilibre en flottaison, et lors de l'immersion, avec une période propre d'oscillation suffisamment éloignée des périodes probables

de houle pour éviter une résonance dangereuse. Là encore, les calculs théoriques doivent être vérifiés par des essais de comportement en bassin.

Le calcul des efforts internes fait généralement appel aux programmes d'éléments finis les plus puissants.

Toutefois, le dimensionnement doit se faire selon des méthodes simples, grâce à des schématisations isolant des éléments de structures avec des conditions aux limites enveloppant les conditions réelles. C'est ainsi que pour la 1ère réalisation d'EKOFISK, les calculs d'ensemble n'ont été achevés qu'après la construction !

Certains points de l'analyse méritent une mention particulière.

Parmi ceux-ci le problème des fondations. Les caractéristiques des sols peuvent être assez bien connues, grâce à des prélèvements d'échantillons (qui donnent lieu à des essais de laboratoire) et des essais in situ, essentiellement des pénétromètres statiques. Toute préparation préalable du sol semble à peu près exclue dès que la profondeur dépasse une cinquantaine de mètres. On doit donc rechercher un sol aussi horizontal que possible. Un défaut de planéité du fond peut conduire à des pressions localisées très élevées dans le radier, qui doit être d'une rigidité suffisante pour répartir les efforts sur le sol sans donner lieu à des contraintes excessives dans le béton. Quand on commence un projet sans connaissance très précise de la topographie du site, une certaine marge de résistance doit être réservée pour ces pressions localisées.

Par ailleurs, les efforts cycliques exercés par la houle sur la structure, donc sur le sol de fondation, peuvent entraîner une réduction sensible de résistance des argiles molles, ou si l'on trouve des couches de sable superficielles non drainées, augmenter la pression intersticielle de telle sorte que le frottement intergranulaire disparaisse. Le sable se comporte alors comme un pseudo-liquide. C'est le phénomène de "liquéfaction" des sables. Ces phénomènes sont encore assez mal connus et un vaste programme de recherche vient d'être lancé récemment. C'est pourquoi on dispose dans certains cas des bèches en dessous du radier de 2 à 4 m de hauteur, destinées à augmenter la résistance aux efforts horizontaux. Ces bèches assurent également un rôle d'anti-affouillement sous le radier.

Si les justifications relatives à la stabilité des fondations sont faites à l'état limite ultime, d'autres vérifications, apparentées à un état limite d'utilisation, doivent être faites qui concernent d'une part, les tassements à long terme et, d'autre part, les mouvements cycliques sous l'effet de la houle. Les amplitudes de ces derniers mouvements sont de l'ordre de 5 cm et les équipements de forages tels que les tubes qui traversent le caisson de part en part ou les canalisations qui pénètrent dans la structure doivent pouvoir supporter ces déplacements imposés.

Lorsque le fond n'est pas parfaitement plan, et que la structure vient d'être mise en place, un remplissage des vides sous le radier, avec un coulis dont les caractéristiques sont celles d'un bon sol, peut s'avérer nécessaire. Cela n'a été le cas ni pour EKOFISK, ni pour FRIGG.

Un second problème difficile est celui de la stabilité des coques, qui délimitent les parties de la structure jouant le rôle de flotteur, et qui sont soumises à de très fortes pressions hydrostatiques lors de l'immersion. Il s'agit plus, en fait, pour le béton, d'un problème de résistance compte tenu des déformations calculées par des théories du deuxième ordre, que d'un problème de flambement au sens Eulérien. Il importe que les tolérances d'exécution soient parfaitement définies, et maîtrisées par le chantier. Pratiquement, nous avons été conduit à admettre des défauts de géométrie de 6 cm environ. Ceci implique une qualité et une surveillance de l'exécution qui sortent de l'ordinaire, d'autant plus que ces voiles verticaux sont construits en coffrages glissants et qu'ils représentent un linéaire extrêmement important.

Lorsque la structure comporte des colonnes, l'analyse dynamique revêt une grande importance. Elle intéresse la structure, lorsqu'elle est en place, et tient compte de la déformabilité du sol de fondation ; elle influe sur la précontrainte verticale des colonnes et les efforts dans le pont qui est encastré sur les colonnes.

L'analyse dynamique doit être refaite, à titre de vérification, pour la structure en cours de remorquage, car le comportement de la plate-forme est alors complètement différent. Ces analyses consistent d'abord à rechercher les modes propres de vibration, puis à étudier le comportement de la structure pour différents trains de houle, accompagnés de vent. Le but recherché est d'éviter toute fissuration dans le béton précontraint pour les conditions normales de houle et de limiter cette fissuration pour les conditions extrêmes. Le second but est de vérifier les éléments métalliques du pont à la fatigue. L'analyse dynamique est généralement faite sur ordinateur, mais elle est vérifiée sur modèle en bassin par des mesures d'accélération dans les différents cas de figure à envisager.

Les structures "DORIS" munies de parois perforées, donnent lieu à des calculs hydrauliques, confirmés par des essais sur modèle, afin de vérifier l'efficacité des dispositions retenues. Dans ces structures multi-lobées, le dimensionnement est fait de façon à limiter aussi étroitement que possible les incompatibilités de déformation entre les voiles travaillant essentiellement en membrane (précontraints s'ils risquent d'être tendus) et les plaques fléchies constituées par radier et toits. Grâce à une ceinture de rigidité appropriée dédoublant l'appui sur le radier, l'encastrement habituellement trop rigide a été ainsi transformé en un double appui élastique infiniment plus favorable.

Lorsque la plate-forme est appelée à jouer un rôle de stockage de pétrole (ce qui n'est pas toujours le cas) certains problèmes apparaissent, qu'il convient de maîtriser. En exploitation, le volume intérieur du réservoir doit être constamment maintenu rempli de liquide, eau ou pétrole, de façon à éviter la rupture par implosion ; de ce mode de fonctionnement du réservoir résulte dans la paroi une pression vers l'extérieur, si le fond du réservoir est en communication avec le milieu ambiant. En effet, la pression dans le pétrole moins dense que l'eau sera supérieure à la pression dans l'eau au même niveau. En service normal, les parois seraient donc tendues. D'autre part, le pétrole stocké est à une température de l'ordre de 40°C et le stockage peut être fractionné en plusieurs parties dans le caisson. Des gradients thermiques prennent naissance à travers les parois, ainsi que des dilatations différentielles gênées. Ces dernières entraînent également des forces de traction dans le béton.

Dans les structures du type "SEA TANK CO" le caisson est en béton armé. Afin d'assurer une bonne étanchéité du réservoir, il faut éviter que des fissures de traction simple ne s'ouvrent. C'est la raison pour laquelle la colonne d'eau qui équilibre le stockage n'est pas en communication avec le milieu extérieur mais est en dépression par rapport au niveau de la mer, ce qui provoque une compression hydrostatique d'ensemble appliquée à la structure qui évite l'ouverture de ces fissures en fonctionnement normal.

Au contraire, pour EKOFISK, le mode de régulation de la pression à l'intérieur du réservoir, avec un château d'eau situé au-dessus du niveau de la mer, conduit à une surpression interne équilibrée en membrane grâce à la précontrainte des parois lobées et des diaphragmes jouant le rôle de tirants. Le calcul est alors conduit de sorte que les parois stockantes ne soient jamais en traction de membrane. Les tractions de flexion y sont admises avec des règles analogues à celles du béton armé, limitant très étroitement les contraintes dans les armatures.

## 6. Choix des matériaux. Problèmes d'exécution

Le béton doit présenter :

- une résistance élevée, compatible avec des contraintes dépassant 20 N/mm<sup>2</sup>, lors de l'immersion, près de 25 N/mm<sup>2</sup> en tenant compte des termes du second ordre
- une bonne étanchéité à l'eau de mer et aux hydrocarbures
- une bonne durabilité,

et sa composition être compatible avec l'exécution, en grande partie, en coffrage glissant.

Notons que selon les structures, le béton a été amené par pompage, ou de façon traditionnelle à la benne. Les défauts d'étanchéité sont directement visibles du fait de l'exécution en flottaison. Les différentes structures ainsi exécutées ont confirmé la confiance que l'on peut faire en un béton convenablement dosé, les zones de suintement ne se résorbant pas naturellement et qu'on a supprimées par injection, étant restées très limitées.

On a utilisé des dosages en ciment assez élevé, de 400 à 430 kg/m<sup>3</sup>, avec plastifiant entraîneur d'air, donnant de 2 à 4 % d'air occlus. Les ciments retenus sont des ciments portlands à faible teneur en aluminat tricalcique (moins de 7 %) et cette précaution, jointe à la compacité du béton, est suffisante pour assurer la durabilité à la mer. Les résistances obtenues ont toujours été supérieures à 400 kg/cm<sup>2</sup> (sur cylindre, à 28 jours).

Le comportement du béton en contact avec le pétrole brut commence à être bien connu grâce à des essais récemment effectués. Les résultats montrent que le béton sera mieux protégé s'il est plus étanche, donc plus compact, ainsi que nous l'avons déjà dit. Dans ce cas, ses caractéristiques mécaniques ne sont pratiquement pas affectées. Il faut signaler de plus que le pétrole brut est chargé en paraffines qui provoquent naturellement un dépôt protecteur du béton.

La protection des armatures contre la corrosion est recherchée par un enrobage assez élevé dans un béton de haute qualité, enrobage minimal 5 cm pour les aciers ordinaires, 8 à 10 cm pour les câbles de précontrainte dont l'injection est particulièrement soignée. Ainsi les câbles verticaux sont généralement disposés sous tubes d'acier doux à joints emboîtés étanches, disposition qui complète la protection par injection de ces câbles et facilite cette opération, plus délicate du fait de la grande hauteur des câbles pouvant dépasser 100 m. L'injection de ces câbles est complétée en partie haute par une recharge destinée à compenser la décantation : des contrôles faits à EKOFISK en particulier sur de nombreux câbles verticaux ont permis de contrôler le bon remplissage. Les câbles horizontaux sont disposés en général sous gaine spiralée classique avec une épaisseur de feuillard de 0.6 mm.

Tous les câbles doivent être enfilés après bétonnage, ce qui impose une haute qualité de gainage, elle-même facteur de bonne injection. Sur les structures DORIS, la forte densité de précontrainte et l'inaccessibilité des extrémités situées au voisinage du fond ou des parois immergées ont conduit à faire un très large emploi de câbles bouclés en U, avec des boucles d'assez faible rayon (s'abaissant à 1 m pour des câbles 12T13), afin d'enfiler ces câbles à partir de la seule extrémité accessible. On a pu ainsi dissocier les opérations de bétonnage, avec placement des gaines vides, des opérations ultérieures d'enfilage des câbles, puis de précontrainte et d'injection malgré les tracés les plus divers et la longueur des câbles à mettre en oeuvre.

L'enfilage des câbles se fait par traction au treuil. On a utilisé des treuils de 2 t et plus rarement de 5 tonnes, certains câbles courts (20 m environ) étant simplement poussés manuellement dans leur gaine.

Les ancrages constituant des zones préférentielles de pénétration de l'eau de mer sont soigneusement cachetés avec enduit de résine : à noter l'intérêt des dispositions par boucles au voisinage des parements mouillés, qui supprime ce cachetage.

Pour les structures métalliques immergées, il est courant de recourir à la protection cathodique, pour éliminer le danger de corrosion. Or, de nombreuses parties qui se trouvent dans le caisson et les colonnes sont métalliques. Elles sont protégées cathodiquement ; il peut en résulter un danger pour les armatures en raison de la différence de potentiel qui existe entre elles. Il faut alors envisager des dispositions particulières qui peuvent être, soit la protection des armatures de la structure en béton, soit, de préférence, la mise en place de masses métalliques pouvant jouer le rôle d'anodes solubles, en certains points judicieusement choisis.

### 7. Conclusion

Dans le domaine des structures en béton destinées à l'off-shore, la France a assurément tenu le rôle de pionnier. Les premières réussites ont confirmé les possibilités du béton dans ce domaine, son intérêt technique et économique, et la compétition maintenant se développe entre différents constructeurs afin de rendre encore plus économique cette technique et d'en étendre le champ d'application à des profondeurs toujours plus grandes, de l'ordre de 200 m.

Tout ceci n'a été possible que grâce à une somme de progrès technologiques de détail, assurant une régularité de qualité du béton et de la précontrainte les mettant à l'égal, à ce titre, des techniques industrielles les plus évoluées. Et l'échelle croissante des réalisations off-shore exploite ainsi au mieux les avantages de matériaux pondéreux qui peuvent être mis en oeuvre de façon continue à l'intérieur de structures monolithiques.

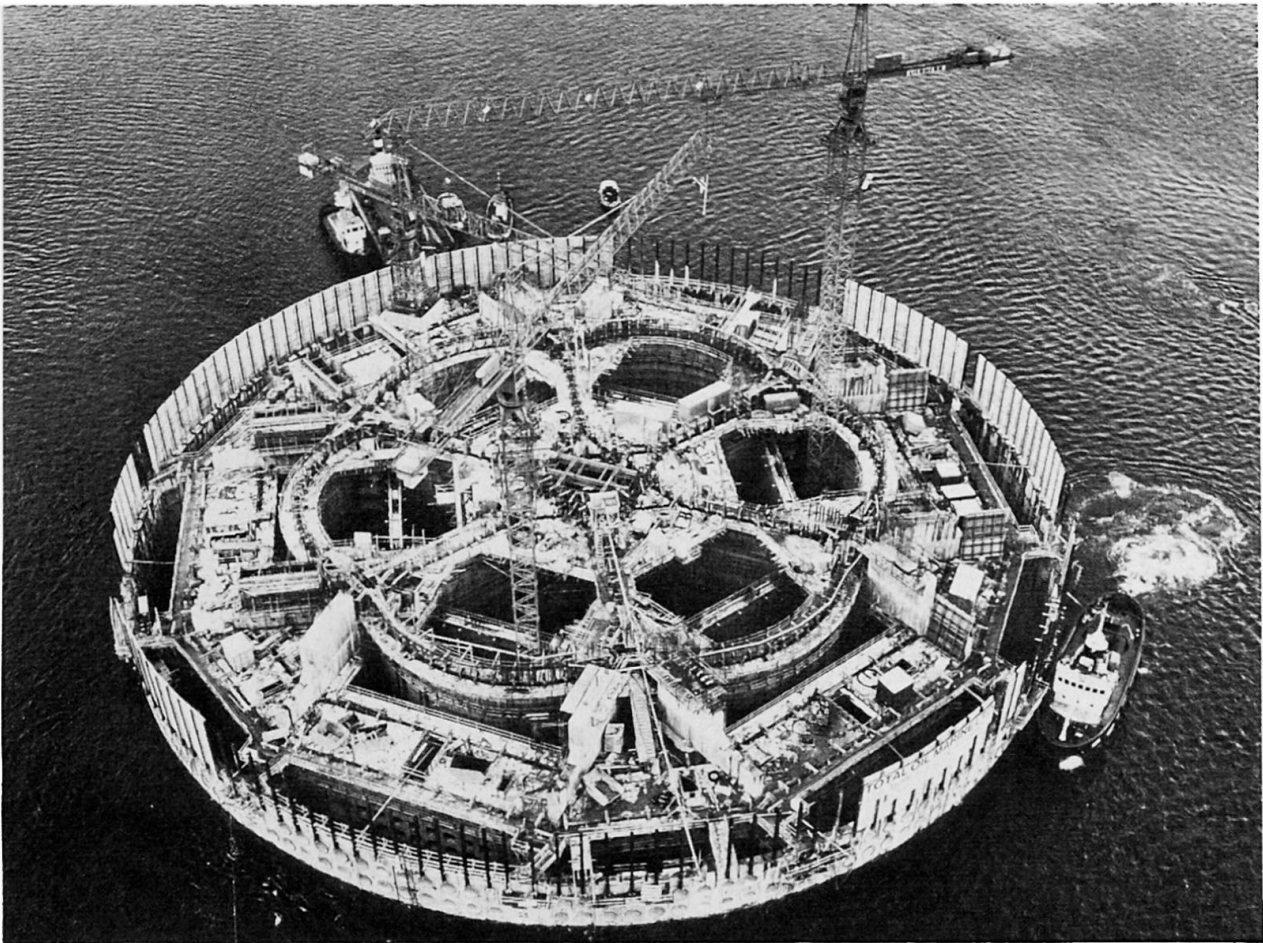


Plate-forme FRIGG CDP.1- début de construction en flottaison



Caractéristiques principales des plates-formes

## 1°) réalisées par SEA TANK CO

Ces plates-formes sont en cours de construction sur le chantier d'ARDYNE, près de GLASGOW en Ecosse. Elles sont réalisées, pour les opérations de Génie Civil, par l'Entreprise Mc ALPINE & SONS LTD.

- La Plate-forme de FRIGG TP.1 commandée par ELF NORGE
  - . hauteur d'eau 100 m
  - . caisson carré de 70 m de côté et de 35 m de hauteur
  - . 2 colonnes en béton de 90 m de hauteur
  - . volume de béton : 45.000 m<sup>3</sup>
  - . acier ordinaire : 5.000 t - acier de précontrainte : 500 t.
- La Plate-forme de BRENT C commandée par SHELL-ESSO
  - . hauteur d'eau 145 m
  - . caisson carré de 105 m de côté et 56 m de hauteur
  - . capacité de stockage de 100.000 m<sup>3</sup> (pouvant être portée à 200.000 m<sup>3</sup>)
  - . 4 colonnes en béton
  - . volume de béton : 105.000 m<sup>3</sup>
  - . acier ordinaire : 15.000 t - acier de précontrainte : 1.100 t.
- La Plate-forme de CORMORANT A commandée par SHELL-ESSO également caractéristiques comparables à la précédente : hauteur d'eau 150 m.

## 2°) réalisées par C.G.DORIS, avec la collaboration d'EUROPE-ETUDES pour l'étude des structures béton

- Plate-forme réservoir d'EKOFISK, commandée par PHILLIPS PETROLEUM CY en 1971, mise en place en 1973, site de construction STAVANGER (Norvège).  
Entreprises de Génie Civil : SELMER et HOYER ELLEFSEN.
- Plate-forme FRIGG CDP.1, commandée par TOTAL en 1973, mise en place en 1975, site de construction ANDALSNES (Norvège).  
Entreprise de Génie Civil : NORVEGIAN CONTRACTORS.
- Plate-forme FRIGG-TOTAL MP2, commandée par TOTAL en 1974 pour mise en place en 1976, site de construction GOTEBOURG (Suède).  
Entreprises de Génie Civil : DORIS / SKANSKA.
- Plate-forme réservoir NINIAN, commandée par CHEVRON pour mise en place en 1977, site de construction LOCH KISHORN (Ecosse, U.K.).  
Entreprise de Génie Civil : DORIS / HOWARD.

Ces différentes plates-formes sur plan général multi-lobé sont munies de parois perforées JARLAN au moins en partie supérieure et en partie basse, EKOFISK sur toute sa hauteur.

		<u>EKOFISK</u>	<u>FRIGG CDP.1</u>	<u>FRIGG MP.2</u>	<u>NINIAN</u>
hauteur d'eau	m	70	96	94	140
diamètre : base et	m	92	100	100	143
sommet		92	62	62	45
capacité de stockage	m <sup>3</sup>	160.000	-	-	160.000
acier de précontrainte	t	3.000	2.600	2.600	4.000
acier haute adhérence	t	9.000	7.000	7.000	18.000
béton	m <sup>3</sup>	80.000	60.000	60.000	160.000

RESUME - Les structures off-shore gravitaires en béton se sont largement développées à partir des techniques françaises mises en oeuvre dès 1971 sur la plate-forme réservoir d'EKOFISK. Les conditions de site, le tirant d'eau disponible, la recherche d'un maximum d'équipements mis en place on-shore, avant échouage en haute mer, conduisent à deux types principaux de structures présentant de nombreux aspects communs faisant l'objet de la communication

ZUSAMMENFASSUNG - Schwere Off-shore Bauwerke aus Beton gehen auf französische Baumethoden zurück, welche seit 1971 für die EKOFISK Tankbauwerke benutzt werden. Die Baustellenverhältnisse, der verfügbare Tiefgang, sowie das Bestreben, möglichst viele Einrichtungen bereits an der Küste vor dem Absetzen im Meer einzubauen, führen zu zwei Bauwerktypen, die viele ähnliche Eigenschaften besitzen und über die hier berichtet wird.

SUMMARY - Heavy concrete offshore structures have been widely developed from French techniques, which have been used since 1971 on EKOFISK oil storage tank. Site conditions, available water draught, search for a maximum of equipments installed on-shore before stranding in high seas have lead to two principle types of structure, which present similar common properties.

## Fatigue Design of Welded Joints in Trussed Legs of Offshore Jack-Up Platform

Calcul à la fatigue des joints soudés de colonnes dans les plates-formes auto-élevatrices

Bemessung gegen Ermüdung von geschweissten Stößen in Stützen von selbsthebenden Bohr-Plattformen

Y. KUROBANE

Professor

Kumamoto University

Kumamoto, Japan

Y. MITSUI

Associate Professor

T. ATSUTA

S. TOMA

Kawasaki Heavy Industries Ltd.

Kobe, Japan

### 1. Description of Structure

The structure under study is a jack-up drilling platform with 3 legs. The legs support a hull measuring 60 x 48 x 7.2 m and of about 6800 tons in weight at intervals of 38.5 m in center to center dimensions (See Fig. 1). The maximum operating sea depth is 90 m. Each leg consists of 4 chords, tubular braces and ties, which constitute a space truss of 119 m in height with a cross section of 7 x 7 m.

Four tubular braces and one tubular tie are framed into each of the corner joints in the chords, which gives a three dimensional complex joint configuration (See Fig. 2). The materials for the chords and tubular members have the tensile strengths of 80 kg/mm<sup>2</sup> and 60 kg/mm<sup>2</sup>, respectively.

### 2. Estimation of Stress Concentration Factors in Joints

The ASKA program was used for the elastic stress analysis on the corner joint of the 3 dimensional trussed leg. The model joint for the analysis has only four braces (namely, the tie is omitted) attached at extended positions on the chord surfaces. Fig. 3 shows the finite element mesh and the principal stresses obtained as a result of calculations.

Calculations were carried out for the two most severe load cases, the one is that shown in Fig. 3 and the other has concentrated horizontal forces of 1,885 ton in total acting on the two outstanding teeth of the rack in addition to the member forces in the first case. The stress concentrations occurred at the points along the junctions of the braces and the chord, which are indicated by a mark o in Fig. 3. The peak stresses and the stress concentration factors are shown in Table 1.

According to the response analysis of the structure the severest stresses are generated at the ends of the braces. The stress distribution at these hot spot areas is depicted in Fig. 4, which is a best-fit curve of the stresses obtained by the analyses and is shown in terms of the "local stress / average member stress".

A series of fatigue tests on model joints were also performed. The models, made of low carbon structural steel, have two planar braces and a scale of about 1/4 of the actual joints. The three different types of joints were tested (See Fig. 5 and Table 2). The hot spots in these joints are the points at the weld toes in the brace walls as indicated by a mark ● in Fig. 5. The fatigue cracks

were invariably initiated at these points.

Prior to fatigue testing the strains at the hot spot areas were measured by 5 strain gages with the gage length of 2 mm. The hot spot strains were estimated by an extrapolation procedure as illustrated in Fig. 4.

Because the estimated hot spot strains were in the inelastic range, the elastic stress concentration factors  $K_t$ 's were deduced from them by making use of the

Neuber's formula[1],

$$K_t = \sqrt{K_\sigma K_\epsilon} \quad (1)$$

where  $K_\sigma$  and  $K_\epsilon$  are the stress and strain concentration factors in the inelastic range. Because  $K_\epsilon$  is the hot spot strain divided by the nominal strain  $\epsilon_n$  and can be written as

$$K_\epsilon = \Delta\epsilon / \Delta\epsilon_n = \Delta\epsilon / (\Delta\epsilon_{na} + \Delta\epsilon_{nb}) \quad (2)$$

Eq. (1) can be rewritten as

$$K_t = \sqrt{\Delta\epsilon \Delta\sigma / E \Delta\epsilon_n^2} \quad (3)$$

where  $\Delta\sigma$  and  $\Delta\epsilon$  are the hot spot stress and strain ranges,  $\Delta\epsilon_n$  is the nominal strain range in the member and  $\Delta\epsilon_{na}$  and  $\Delta\epsilon_{nb}$  are the ranges of the nominal strains due to the axial force and the bending moment in the member, respectively. The stress and strain ranges at the hot spots must follow the cyclic stress-strain relationships of the materials,

$$\Delta\epsilon = \Delta\sigma / E + C_p (\Delta\sigma / E C_e) K_p / K_e \quad (4)$$

where  $C_e$ ,  $C_p$ ,  $K_e$ , and  $K_p$  are the material constants that were used in the Manson-Coffin's fatigue model.

The calculations of  $K_t$ 's of the fatigue specimens are shown in Table 2. The cyclic stress-strain curve used here was taken from the results of the strain-controlled cycling tests on various structural steels[2] and are those at the stage before the cyclic strain hardening took place. The  $K_t$ 's thus determined scatter widely partly because the extrapolation procedure was included in the analysis. The mean values of  $K_t$ 's were used in the fatigue analysis.

The stress measurements on the full-scale joints were carried out. The specimen is one segment of the leg where the member lengths are scaled down 1/2 from the actual structure. The three chord ends were welded to a test rig and a compressive force was applied to the one remaining end of the chord (See Fig. 2). The strain gage measurements were conducted on one of the corner joints and also on one of the tubular K-joints.

The highest stresses in the corner joints were observed in the brace walls at the points close to the weld toes. The highest stress concentration factor

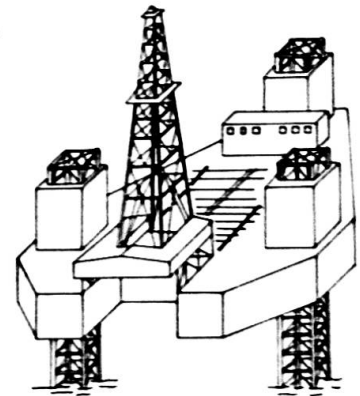


Fig. 1 Offshore Jack-Up Platform

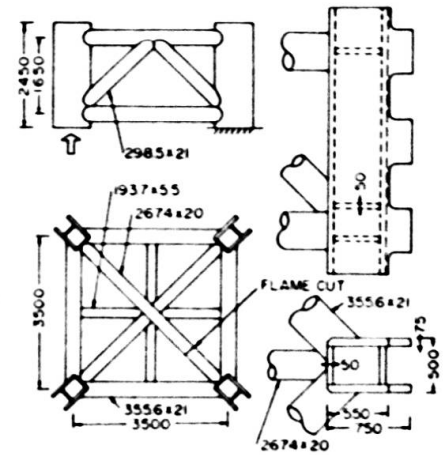


Fig. 2 Full-Scale Joint Specimen

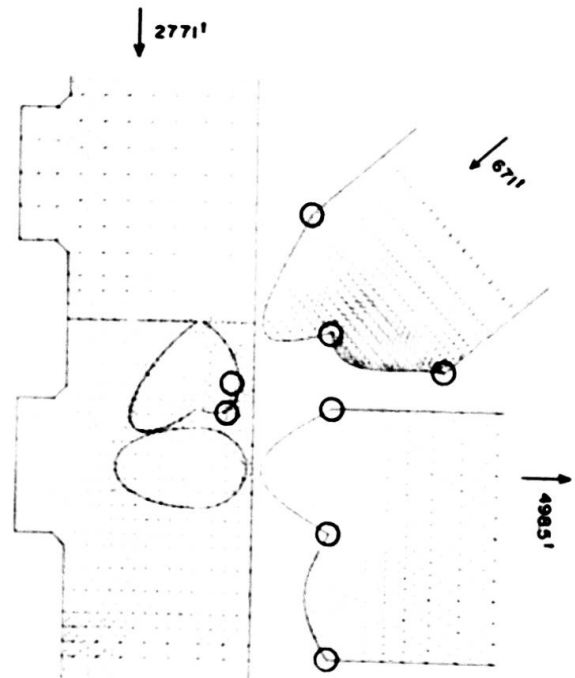


Fig. 3 FEM Analysis on Corner Joint

was 2.53. Examples of the test results are Table 1 SCF's in Corner Joint illustrated in Fig. 4.

The principal stresses in the tubular K-joints are depicted in Fig. 6. The stress concentration occurred at the points denoted by "o". The highest stress concentration factor was 2.54. It should be noted that the stress concentration factors are defined here as the "peak stress / nominal axial plus bending stresses in the brace". The stress concentration factors measured on the K-joint were found to be in reasonable agreement with the past experimental and analytical results[3], [4].

The greatest stress concentration factor of 2.8 was observed at the brace ends in the corner joint as a result of the FEM analysis (See Fig. 4). This looks to be a sufficiently conservative value and, therefore, will be used for the fatigue design being described later on.

3. Strain Range versus Life Relationships of Joints

The materials at the hot spots sustain the stress concentration due to microscopic discontinuities present at the weld toes, on top of the macroscopic stress concentration as discussed in the preceding section. The geometrical discontinuity at the weld toes has governing influences on the fatigue strength of welded joints. Even good as-welded joints are expected to have the notches with root radius of 0.02 mm, which entail the fatigue strength reduction factor of about 1.9 in mild steels[5].

It may be assumed that the fatigue strength reduction factor of the hot spot "K<sub>f</sub>" is expressed by

$$K_f = K_t K_w \tag{5}$$

where K<sub>w</sub> is the fatigue strength reduction factor due to the notch at the weld toe. It may be said that K<sub>f</sub> represents the stress concentration factor of the material below the notch root at the hot spot.

The fatigue life of the material at the hot spot can be estimated from the strain histories of the material when the fatigue properties are known on the material itself. The strain in the hot spot may be calculated by K<sub>f</sub> Δε<sub>n</sub> in the elastic range. The strain becomes greater than this when the material yields. Such cases arise in the present joint when the structure is under storms.

One of the method to estimate the strain ranges in the hot spots is to use the Neuber's formula (3) in combination with the cyclic stress-strain relationships (4), where K<sub>t</sub> should be replaced by K<sub>f</sub> whenever the fatigue problem is concerned. Although the applicability of the Neuber's formula is debatable, the foregoing method was found to agree with the test results on simple notched specimens[6], [7].

Mitsui applied the above method to estimating the fatigue lives of tubular T-joints[8], [9]

member	load case	average stress*	highest principal stress*	SCF**
column	1	-29.8	-58.7	1.97
	2	-35.7	-65.3	1.83
diagonal brace	1	-26.5	-65.3	2.46
	2	-26.5	-61.6	2.33
horizontal brace	1	16.8		
	2	19.8	48.2	2.44

\*in kg/mm<sup>2</sup> \*\* SCF = highest stress / average stress

Table 2 SCF's of Fatigue Specimens

type of specimen	Δε <sub>n</sub> (%)	Δε (%)	Δσ (Kg/mm <sup>2</sup> )	K <sub>t</sub>	mean of K <sub>t</sub> 's
brace with heavy wall	0.157	0.440	51.1	2.09	1.9 s = 0.46
	0.159	0.480	52.7	2.18	
	0.0813	0.137	28.9	1.69	
brace with light wall	0.0900	0.128	26.9	1.42	2.3 s = 0.77
	0.0920	0.184	38.8	2.00	
	0.0863	0.153	32.1	1.77	
with gusset plates	0.140	0.217	37.1	1.40	2.3 s = 0.77
	0.156	0.395	49.1	1.95	
	0.0698	0.270	41.7	3.19	
	0.0779	0.219	37.3	2.54	

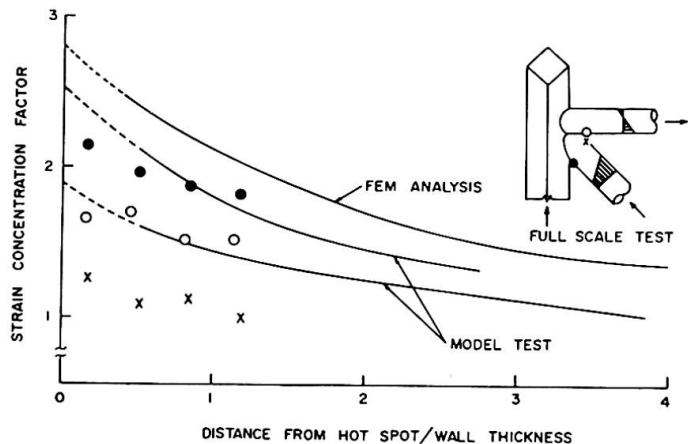


Fig. 4 Strain Distribution in Corner Joint

and found that the predicted fatigue lives fell between the cycles to crack initiation and to complete failure of the joints.

The strain ranges of the model joints were calculated by the same method. The results are shown in Fig. 7. In these tests the crack initiation was monitored by strain gages mounted on the critical points. The length of initiating cracks was less than 5 mm.  $K_w$  was assumed to be 2.0 in the calculations. The predicted fatigue curve in Fig. 7 is the S-N curve of a low carbon steel where N is the number of cycles to failure of the polished hour-glass type specimen. The fatigue constants of the material were evaluated from the static tension test results of the material and also on references to the past test results [10], [11].

Although the fatigue lives of the joints to crack initiation were less than the predicted fatigue lives, the longevities of the joints to failure were greater than the predicted lives.

The same calculations were carried out on tubular K-joints, in which  $K_w$  was assumed to be

1.9 for the specimens with the extended braces and 2.0 for the overlapping braces.  $K_t$  were derived from the other sources [3],

[4]. The test results of these joints has already been reported elsewhere [12]. As seen in Fig. 8, the predicted fatigue lives are even less than the fatigue lives to crack initiation. It should be noted here that the first cracks were observed when they were about 20 mm long.

Zirn suggested basing on extensive tests on tubular joints that  $K_w$  was about

2 and that the S-N curves of the materials would predict the cycles to initiation of a crack of 5 mm in length [3]. The test results presented here were less consistent in this regard than the Zirn's results. This may be owing to the great diversity of weld profiles that is inherent in the as-welded joints [5]. The cycles to failure of the joints, however, were found to be apparently greater than the predicted fatigue lives. The above method is sufficiently conservative and may be used for a design tool as far as an appropriate value of  $K_w$  is found.

The above method is sufficiently conservative and may be used for a design tool as far as an appropriate value of  $K_w$  is found.

4. Design of Structure against Cumulative Fatigue

The dynamic response analysis of the structure under random waves was conducted using the

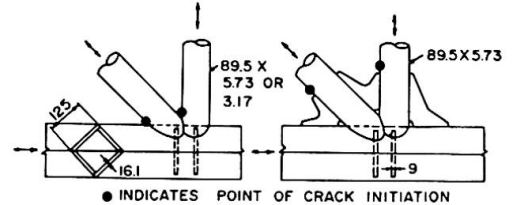


Fig. 5 Model Joints

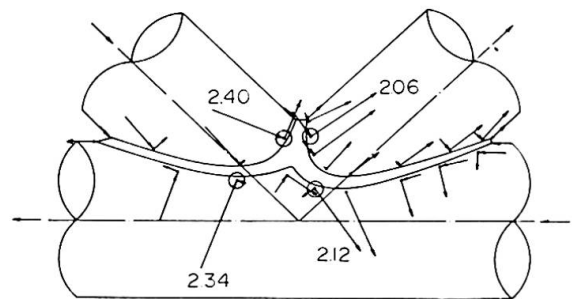


Fig. 6 Principal Stresses in Tubular K-Joint

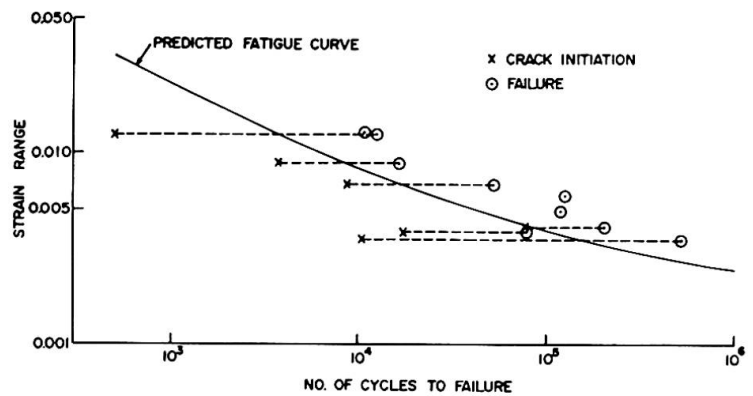


Fig. 7 Fatigue Test results on Model Joints

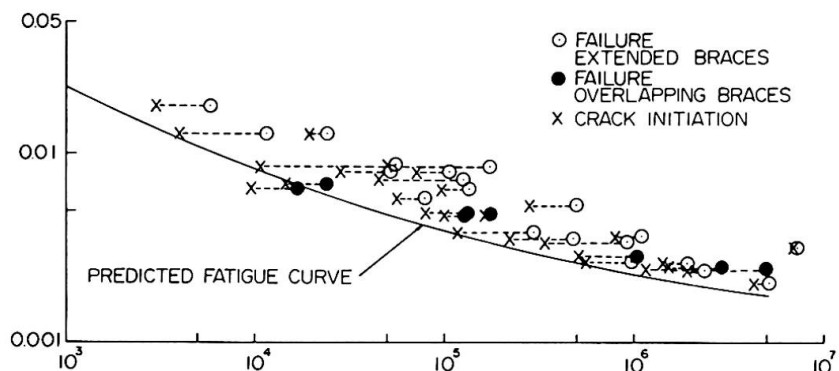


Fig. 8 Fatigue Test Results on Tubular K-Joints

probabilistic method, which would be described in detail in Reference[13]. The wind and tide forces were assumed to act statically on the structure. Table 3 shows the environmental design loads due to storms for a service period of 15 years. The storms were assumed to arise 1.5 times per year.

Table 3 Design Load Conditions

significant wave height (m)	7.0
significant wave period (sec)	7.5
average wind velocity (m/sec)	25.0
maximum current velocity (knots)	4.0

Fig. 9 illustrates the wave spectrum, the transfer function of the structure and the displacement response spectrum  $S_{uu}(\omega)$  at the center of gravity of the deck under the wave forces. Fig. 10 depicts the frequencies of the hot spot strain ranges in 15 years, where the calculations were made with fatigue strength reduction factor of  $2.8 \times 2 = 5.6$  (See Section 3).

The design fatigue curve assumed here is the S-N curve of the material in which the factor of safety of 20 is considered on the fatigue life. Such design curve is illustrated in Fig. 10. It is not advisable to use the load factor and to increase the stresses, because this tends to exaggerate the effects of low-cycle fatigue.

When the Palmgren-Meiner fatigue model is assumed, the cumulative fatigue damage ratio is calculated as follows:

$$\sum (n/N)_{\text{wave}} + \sum (n/N)_{\text{wind}} + \sum (n/N)_{\text{tide}} = 0.342 + 0.000 + 0.001 = 0.343$$

From the above ratio the total factor of safety assumed on the life results in 58, which suggests that the design is fairly safe against fatigue failures.

References

1. H. Neuber, "Theory of Stress Concentration for Shear Strained Prismatic Bodies with Arbitrary Non-Linear Stress-Strain Law," Trans. ASME., J. App. Mech., Vol. 28, No. 4 (Dec. 1961)
2. Y. Kurobane, et al., "Hysteresis curves of Structural Steels-Mathematical Representations," Summary Papers, Annual Conf. of AIJ (Oct. 1975), in Japanese
3. R. Zirner, "Schwingfestigkeitsverhalten geschweißter Rohrknotenpunkte und Rohrlaschenverbindungen," Tech.-wiss. Ber. MPA Stuttgart (1975) H.75-01
4. J. G. Kuang, et al., "Stress Concentration in Tubular Joints," OTC 2205 (May 1975)
5. K. Takahashi, et al., "Effect of External Geometry of Reinforcement on the Fatigue Strength of a Welded Joint," J. JWS, Vol. 40, No. 8 (Aug. 1971), in Japanese
6. R. M. Wetzel, "Smooth Specimen Simulation of Fatigue Behavior of Notches," J. Materials, Vol. 3, No. 31 (Sept. 1968)
7. J. H. Crews, Jr., "Elasto-plastic Stress-Strain Behavior of Notch Root in Sheet Specimens under

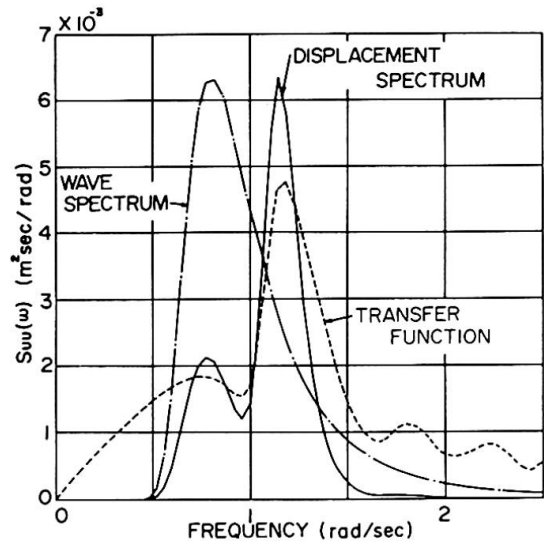


Fig. 9 Displacement Spectrum

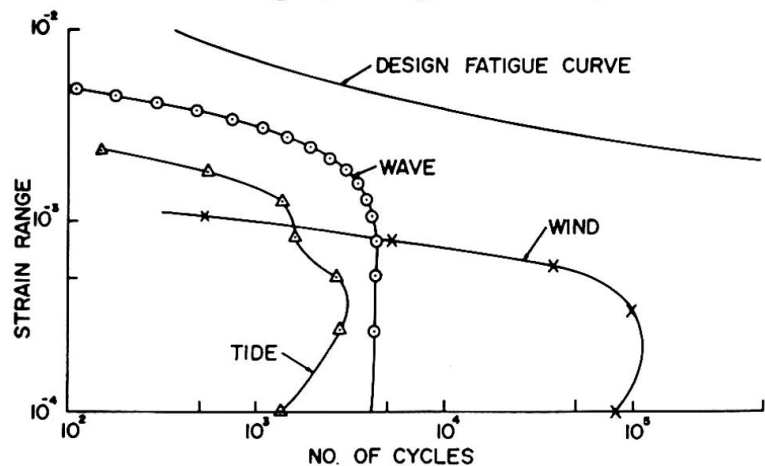


Fig. 10 Strain History Curves

- Constant-Amplitude Loading," NASA TDN 5253 (1969)
8. Y. Mitsui, "Experimental Study on Local Stresses and Strength of Tubular Joints," Doctorial Dissertation, Osaka Univ. (Dec. 1973), in Japanese
  9. Y. Mitsui, "Estimation of Fatigue Life to Crack Initiation of Tubular T-Joints," Summary Papers, Annual Conf. of AIJ (Oct. 1974), in Japanese
  10. T. Hotta, et al., "Further Investigation on Estimation of Low-cycle Fatigue Strength of Steels (3rd Report)," J. SNAJ, No. 128 (Dec. 1970), in Japanese
  11. S. Klee, "Das zyklische Spannungs-Dehnungs- und Bruchverhalten Verschiedener Stähle," Veröffentlichungen des Instituts für Statik und Stahlbau der Technischen Hochschule Darmstadt, H. 22 (1973)
  12. Y. Kurobane, et al., "Some Simple S-N Relationships in Fatigue of Tubular K-Joints," Trans. AIJ, No. 212 (Oct. 1973)
  13. T. Atsuta, et al., "Fatigue Design of an Offshore Structure," OTC (1976) to be issued

#### SUMMARY

The fatigue life of welded joints in the offshore jack-up platform was estimated from the strain range of the material at local portions where stresses concentrated. The estimation was found to be conservative when the geometrical discontinuity at the weld toes was adequately taken into account. The fatigue design was carried out considering the cumulative damage of the joints under the influences of random wave and wind forces.

#### RESUME

La fatigue des joints soudés dans les plates-formes auto-élévatrices est estimée à partir des déformations du matériau aux points de concentration de contraintes. Les résultats sont du côté de la sécurité, si la forme géométrique de discontinuité à l'angle de soudure a été correctement pris en considération. Le calcul à la fatigue a tenu compte du dommage cumulatif des joints sous l'influence aléatoire des forces des vagues et du vent.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Die Lebensdauer ermüdungsbeanspruchter geschweisster Stöße in selbsthebenden Bohr-Plattformen wurde abgeschätzt in Funktion der Dehnungsschwingweite an Punkten mit Spannungskonzentrationen. Die Abschätzung liegt auf der sicheren Seite, wenn die geometrischen Diskontinuitäten im Bereich der Schweissnähte berücksichtigt werden. Der Nachweis der Ermüdungsfestigkeit wurde erbracht unter der Annahme stochastischer Wellen- und Windkräfte und fortschreitender Zerstörung.

**Estimation of Strength of Tubular Joints**

Estimation de la résistance des noeuds de profilés circulaires

Abschätzung der Festigkeit von Rohrstößen

**TOSHIE OKUMURA**  
Professor  
Saitama University  
Urawa, Japan

**EIICHI MURAKAMI**  
Executive Counsellor  
Nippon Steel Corporation  
Tokyo, Japan

**NARIOKI AKIYAMA**  
Associate Professor  
Saitama University  
Urawa, Japan

**HIROSHI AKIYAMA**  
Associate Professor  
University of Tokyo  
Tokyo, Japan

**1 INTRODUCTION**

This paper presents the method of evaluation of the strength of tubular joints of the off-shore structures for drilling the seabed, in connection with the construction of Honshu-Shikoku Connecting Bridge over the Seto inland sea. The structures under consideration are of tubular type. In the trusses with the tubular members, tubular joints with directly connected web tube and chord tube are often used, but only a few systematic informations are available of the strength of the tubular joints, especially for the case where  $D/T$  is large. In this case, the appropriate stiffening methods must be investigated to construct the reliable structures. In this study, the authors attempt to present the systematic informations about the strength of the tubular joints, based on the investigation of the data obtained so far, where  $D/T$  is less than 40. At the same time, we shall outline the results on the understanding and evaluating of the low cycle fatigue strength of the basic tubular joints.

**2 OBJECTS OF TESTS**

Both static and fatigue tests were performed. The objects of the static tests are; a) to investigate whether the results obtained so far can be extrapolated up to the case where  $D/T=100$  or not, b) to understand the influences of the geometrical parameters,  $D/T$ ,  $d/D$ , and so on, upon the strength of the tubular joints, and c) to evaluate the rigidity of the tubular joints. Low cycle fatigue tests are performed to obtain the S-N curves for various types of tubular joints under large repeated loads up to 10,000 cycles. The loads and number of cycles are determined taking the actions of waves and tides for an assumed service period of three years for off-shore structures into account.

**3 SPECIMENS AND TEST PROGRAM**

The specimens are fabricated with Japanese Industrial Standard STK 50 steel (for chord tube) and STK 41 (for web tube), of which breaking strengths are 50 and 41  $\text{kg/mm}^2$ , respectively. The geo-



metrical parameters of the specimens are; 40, 70, 100 for D/T; and 0.2, 0.4, 0.6 for d/D. Intersecting angles were 90 degrees for most of the tests with a few tests with 45 degrees. In order to see the effects of reinforcing members which are indispensable for actual structures, both directly and indirectly load-transmitted joints were tested. Series I and II are the former type and Series III through V are the latter type. The total number of specimens amount to some 150 pieces. The stress levels for low cycle fatigue tests are selected in four steps, which are 0.8, 0.5, 0.4 and 0.3 for P/P<sub>max</sub>. The S-N curves were drawn based on four test points, which may subject to variation. Special attention has been paid to the welding condition in order to have specimens of the same quality and to minimize the variation in the test results. The test specimens amount to 30.

4 MATERIAL TESTS

The material test results for chord tube are tabulated as follows:

Coupon Test for Material (Tension) (TAB. 1)

Tension tests for the circumferential direction for D/T=40 are omitted.

Loading Tests for Tube (TAB. 2)

The definitions of the experimental yield strength are given by FIG. 1(a) and 1(b).

OUTER DIA. (mm)	$\sigma_{yL}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yc}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yc}/\sigma_{yL}$	$\sigma_B$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon_B$ (%)
165.2	4.4-5.0	—	—	5.35-5.6	27-31.5
318.5	4.1-4.5	3.6-3.8	0.78-0.89	5.3-5.6	28-32
457.2	4.0-4.6	3.45-4.05	0.81-0.92	5.4-5.8	29-33

TAB. 1

LOADING	SPECIMEN	DIA. (mm)	THICK. (mm)	$\sigma_{yL}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$P_{ye}$ (t)	$\sigma_{yc}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$P_{max}$ (t)	$\sigma_{max}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$P_y$ (t)	$\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )	$P_{ye}/P_y$ or $\sigma_{ye}/\sigma_y$
AXIAL THRUST	CTP-40	165.2	4.65	4.21	—	4.45	—	4.84	—	4.21	1.06
	CTP-70	318.5	4.55	4.21	—	4.32	—	4.32	—	4.21	1.02
	CTP-100	457.2	4.5	4.2	—	4.3	—	4.3	—	4.2	1.02
TRANS-VERSE	STP-40	165.2	4.5	4.69	65	—	72.3	—	50	—	1.3
	STP-70	318.5	4.5	4.37	115	—	118	—	93	—	1.23
SHEAR	STP-100	457.2	4.5	4.2	175	—	175	—	134	—	1.3
	BTP-40	165.2	4.7	4.69	34.0	—	35.8	—	33.6	—	1.01
TRANS-VERSE BENDING	BTP-70	318.5	4.4	4.37	54.7	—	54.7	—	58.7	—	0.93
	BTP-100	457.2	5.0	4.2	73.5	—	81.3	—	93.0	—	0.79

TAB. 2

TAB. 3

SPECIMEN	$\sigma_{yL}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yc}/\sigma_{yL}$	T (mm)	D/T	$\sigma_{yL}$ (t/cm <sup>2</sup> )	t (mm)	$\bar{\sigma}_{yL}^A$ (t)	d (mm)	d/D	$P_{ye}$ (t)	$P_{max}$ (t)	$P_y$ (t)	$P_{ye}/P_y$			
I-CB-100-0.4	4.0	0.9	4.9	93	4.5	4.7	106.6	165.2	0.361	10.0	10.0	12.5	0.80			
I-CB-100-0.4	4.0	0.87	4.9	93	4.5	4.7	106.6	165.2	0.361	15.7	15.7	17.7	0.89			
SPECIMEN	$\sigma_{yL}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yc}/\sigma_{yL}$	T (mm)	D/T	$\sigma_{yL}$ (t/cm <sup>2</sup> )	t (mm)	$\bar{M}_y$ (t-cm)	d (mm)	d/D	$M_{ye}$ (t-cm)	$M_{max}$ (t-cm)	$M_y$ (t-cm)	$M_{ye}/M_y$			
I-B-100-0.4	4.1	0.85	4.8	95	4.8	4.7	581.1	165.2	0.361	184	184	187.5	0.97			
I-BL-100-0.4	4.1	0.86	4.8	95	4.8	4.7	581.1	165.2	0.361	54	68	50.6	1.06			
SPECIMEN	$\sigma_{yL}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yc}/\sigma_{yL}$	T (mm)	D/T	$\sigma_{yL}$ (t/cm <sup>2</sup> )	t (mm)	$\bar{\sigma}_{yL}^A$ (t)	d (mm)	d/D	$P_{ye}$ (t)	$P_{max}$ (t-cm)	$P_y$ (t)	$P_{ye}/P_y$			
I-CS-100-0.4	4.0	0.90	4.8	95	—	4.5	—	165.2	0.361	—	8.2	8.2	7.0	1.17		
II-CK-100-0.2	4.1	0.83	4.9	93	3.7	3.0	70.1	89.1	0.195	121	9.0	9.0	8.6	1.16		
II-KK-70-0.2	4.2	0.87	4.4	73	3.4	3.0	18.4	60.5	0.190	233	11.0	11.0	10.0	1.10		
SPECIMEN	$\sigma_{yL}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yc}/\sigma_{yL}$	T (mm)	D/T	H (mm)	H/D	$P_{ye}$ (t-cm)	$P_{max}$ (t-cm)	$P_y$ (t)	$P_{ye}/P_y$						
III-B-100-1.0	4.3	0.85	4.8	95	450	0.98	2.8	3.3	3.12	1.05						
III-C-100-0.3	4.5	0.78	4.9	93	150	0.328	6.0	14.5	6.5	0.92						
SPECIMEN	$\sigma_{yL}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yc}/\sigma_{yL}$	T (mm)	D/T	$\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )	t (mm)	$\bar{R}$ (mm)	R/D	b (mm)	b/D	$P_{ye}$ (t)	$P_{max}$ (t)	$P_y$ (t)	$P_{ye}/P_y$		
V-TG-100-30	4.4	0.92	5.0	91	—	—	—	—	228.6	0.5	10.9	25.6	11.6	0.95		
V-SB-100-0.25	4.0	0.90	4.9	93	2.78	9.0	27.5	110	0.241	110	0.241	34.0	—	31.8	1.06	
V-SR-100-0.25	4.0	0.90	4.9	93	2.78	9.0	55.0	110	0.241	220	0.481	43.0	—	31.8	1.35	
V-TR-100-0.25	4.4	0.85	4.9	93	2.7	9.0	53.5	110	0.241	220	0.481	26.5	65.9	27.3	0.97	
V-CR-100-0.25	4.2	0.81	4.7	97	2.7	9.0	53.5	110	0.241	220	0.481	33.0	44.1	27.3	1.21	
SPECIMEN	$\sigma_{yL}$ (t/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{yc}/\sigma_{yL}$	T (mm)	D/T	$\sigma_y$ (t/cm <sup>2</sup> )	t (mm)	R (mm)	R/r	d (mm)	cos $\phi$	$P_{ye}$ (t)	$P_{max}$ (t)	$P_r$ (t)	$P_y/P_r$	$P_y$ (t)	$P_{ye}/P_y$
III-CS 1	3.9	0.87	4.9	93	4.4	9.0	150	0.663	165.2	0.314	58.0	72.7	63.0	1.0	63.0	0.92
III-CS 2	3.9	0.87	4.9	93	4.4	9.0	120	0.531	165.2	0.322	45.0	63.1	46.0	1.0	46.0	0.98
III-CS 3	3.9	0.87	4.9	93	3.9	12.0	120	0.531	165.2	0.322	53.0	72.5	54.5	1.0	54.5	0.97
III-CS 4	3.85	0.92	4.95	92	4.2	16.0	120	0.531	165.2	0.322	73.0	93.8	78.0	1.0	78.0	0.97
III-CS 5	3.85	0.92	4.95	92	4.4	9.0	90	0.398	165.2	0.332	35.0	49.7	30.6	1.0	30.6	1.14

## 5 OUTLINES OF TEST RESULTS

Some typical test results are given in TAB. 3, and FIG. 2, 3.

## 6 DISCUSSION AND CONCLUSIONS OF TEST RESULTS

Main test results are summarized as follows:

### a) Static test

1) The formulas obtained so far for D/T less than 40 for the strength of tubular joints can be applied for D/T=40~100 with slight modifications of the formulas.

2) It would suffice to consider the normal component of the load acting to the chord tube for estimating the strength of tubular joints in the case of obliquely intersecting ones.

3) The appropriate stiffening methods are indispensable for the case where the value of D/T is large. The following two methods may be important; increasing the thickness of the chord tube, or reinforcement by the stiffening ring.

4) Since the strength of the ring can be estimated theoretically, and the load from the web tube are transmitted smoothly to the chord tube, the ring-stiffened tubular joints are preferable to other stiffened types from the standpoint of strength. The most appropriate stiffening method, however, must be decided from the careful judgement in close relation to fabrication and erection.

### b) Low cycle fatigue test

1) Both initiation and development of the fatigue crack took place in the mother material, and the strength of the welds had little influence upon the joint strength.

2) Fatigue crack started at an early stage, namely,  $N'/N \approx 0.1$ ; where  $N'$ =Number of cycles when crack starts, and  $N$ =Number of cycles when fatigue rupture occurs. However, even after the initiation of fatigue crack stable loading continued almost up to the end at which fatigue rupture took place.

3) Linear S-N curve on the semilog scale closely fits the test results for each series. It was observed that the fatigue strength increased with increasing values of D/T, but this increment was insignificant.

4) S-N curve for each series can be expressed by the following equations:

I-RT	:	$S=1.13-0.19\log N$	$(340 \leq N \leq 30000)$
II-RK	:	$S=1.19-0.21\log N$	$(360 \leq N \leq 49000)$
III-R	:	$S=1.04-0.19\log N$	$(470 \leq N \leq 14000)$
IV-R	:	$S=1.23-0.20\log N$	$(630 \leq N \leq 66000)$
V-RG	:	$S=1.02-0.16\log N$	$(630 \leq N \leq 21000)$
VI-RS	:	$S=1.47-0.23\log N$	$(370 \leq N \leq 420000)$

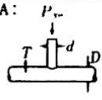




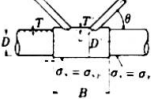
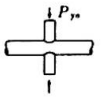
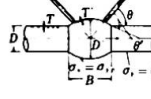
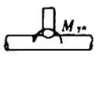
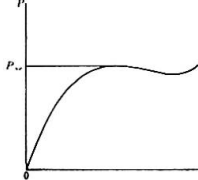
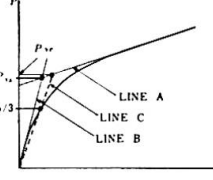
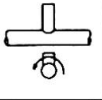
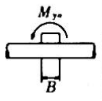




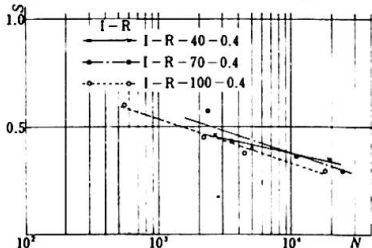
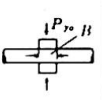


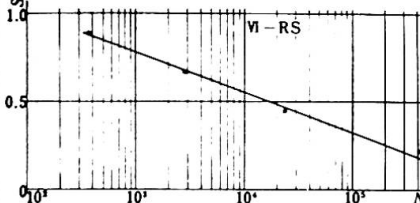
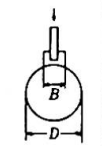


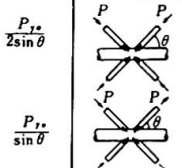
These relations show that the fatigue strength is the minimum for series III, while series VI show the maximum fatigue strength. This means stiffening ring is effective for increasing the fatigue strength of tubular joints.


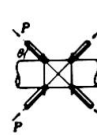
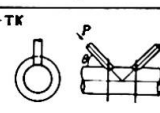
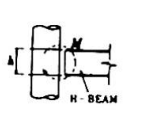



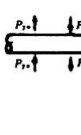

## 7 DESIGN FORMULAS

The design formulas might be proposed, based upon this experimental study. The yield strength  $P_y$  of the tubular joints for static loading is fundamental. The design load  $P_{all}$  for repeated loading is given, when the safety factor for the low cycle fatigue  $\gamma$  is specified.

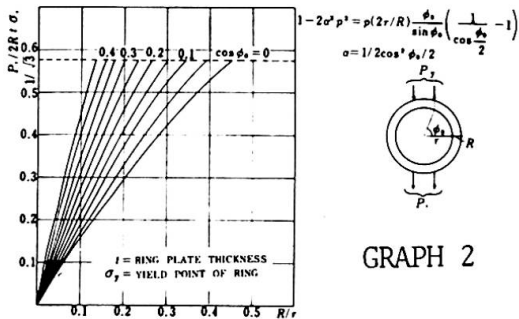
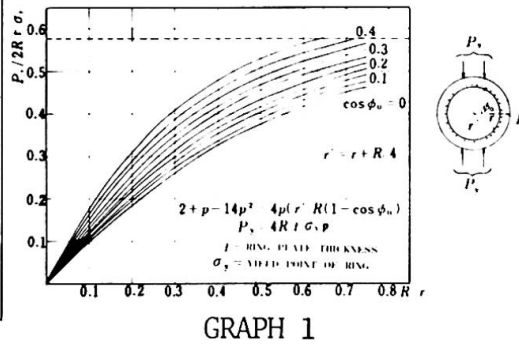
$$P_{all} = SP_y / \gamma$$

$P_y$  is predicted by the formulas given in TAB. 4 and 5.

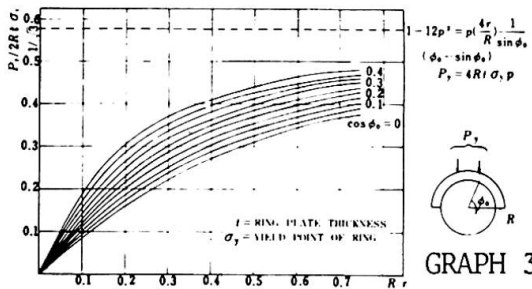
BASIC TYPE	YIELD FORCE	$\beta$	APPLICATION OF BASIC TYPE	TAB. 4
<p>A: </p> <p>I - CB</p>	$\frac{P_{y*}}{\sigma_y T^2} = \frac{7.3}{1 - 0.833d/D}$ <p>WHEN  <math>15 \leq D/T \leq 100</math>  <math>0.2 \leq d/D \leq 1.0</math></p>	$\frac{P_{y*}}{\sin \theta}$  $P_{y*}$  $\frac{P_{y*}}{\sin \theta}$  $\frac{P_{y*}}{\sin \theta} *$	<p>I - CB </p> <p>II - CK </p> <p>II - TK </p> <p>II - KK' </p> <p>T-T D-D' <math>\theta - \theta</math> <math>\sigma_{xx} - \sigma_{yy}</math></p> <p>WHEN  <math>T/T \leq 2</math>  <math>B \geq D (\frac{1}{\tan \theta} + 1.2)</math>                      OR  <math>B \geq D</math></p>	<p>VI </p> <p><math>\sigma_{xx} = \sigma_{yy}</math> <math>\sigma_z = \sigma_{zz}</math> - B -</p>
<p>B: </p> <p>I - CS</p>	$\frac{P_{y*}}{\sigma_y T^2} = \frac{5.3}{1 - 0.833d/D}$ <p>WHEN  <math>15 \leq D/T \leq 100</math>  <math>0.2 \leq d/D \leq 1.0</math></p>	$\frac{P_{y*}}{\sin \theta}$  $\frac{P_{y*}}{2 \sin \theta}$	<p>T-T' D-D' <math>\theta - \theta'</math> <math>\sigma_{xx} - \sigma_{yy}</math></p> <p>WHEN  <math>T'/T = 2</math>  <math>D'/D = 1.4</math>  <math>B/D = 1.7</math></p>	<p>VI-TK </p> <p><math>\sigma_{xx} = \sigma_{yy}</math> <math>\sigma_z = \sigma_{zz}</math> - B -</p>
<p>C: </p>	$\frac{M_{y*}}{\sigma_y T^2} = \left(0.3 \frac{D}{T} + 5\right) \left(\frac{d}{D}\right)^2 D$ <p>WHEN  <math>15 \leq D/T \leq 100</math>  <math>0.2 \leq d/D \leq 0.5</math></p>		 	
<p>D: </p>	$\frac{M_{y*}}{\sigma_y T^2} = \left[-0.03 \frac{D}{T} + 6.1\right] \left(\frac{d}{D}\right)^2 D$ <p>WHEN  <math>15 \leq D/T \leq 100</math>  <math>0.2 \leq d/D \leq 0.5</math></p>			
<p>E: III </p>	$\frac{M_{y*}}{\sigma_y T^2} = 7B$ <p>WHEN  <math>15 \leq D/T \leq 100</math>  <math>0.6 \leq B/D \leq 2.5</math></p>	$\frac{M_{y*}}{D \cos \theta}$  $\frac{2 \tan \theta \cdot M_{y*}}{D}$  $M_{y*}$  $M_{y*}$	<p>III </p> <p>III </p> <p>III </p> <p>III </p>	<p>FIG. 2</p> 
<p>F: IV </p>	$\frac{P_{y*}}{\sigma_y T^2} = 5.3 + 2.23 \frac{B}{D}$ <p>WHEN  <math>15 \leq D/T \leq 100</math>  <math>0.3 \leq B/D \leq 2.0</math></p>	$P_{y*}$  $\frac{P_{y*}}{2 \sin \theta}$	<p>IV - C </p> <p>IV </p>	<p>VI-RS </p>
<p>G: V - RG </p>	$\frac{P_{y*}}{\sigma_y T^2} = 21 \frac{B}{D}$ <p>WHEN  <math>15 \leq D/T \leq 100</math>  <math>0.25 \leq B/D \leq 0.8</math></p>	$P_{y*}$  $\frac{P_{y*}}{\sin \theta}$	<p>VI - CB </p> <p>VI </p>	<p>FIG. 3</p> 

BASIC TYPE	YIELD FORCE	$P_y$	APPLICATION OF BASIC TYPE					
 <p>H:</p>	$P_{y0} = 4Rt\alpha p$ OR $= \frac{2Rt\alpha}{\sqrt{3}}$ GRAPH 1 $2 + p - 14p^2 = 4p \left(\frac{r}{R}\right) (1 - \cos \phi_0)$ $t$ : RING PLATE THICKNESS $\sigma_y$ : YIELD POINT OF RING WHEN $l/T \leq 3.0$ $\alpha_1/\alpha_2 \leq 1.0, R/r \leq 0.7$		GRAPH 1 $P_y = \frac{P_{y0}}{\sin \theta}$ W-KK  GRAPH 2 $P_y = \frac{P_{y0}}{\sin \theta}$ W-TK  GRAPH 2 $P_y = \frac{P_{y0}}{\sin \theta}$ GRAPH 2 $M_y = P_{y0} h$ H-BEAM  * V-CR  $lP_{y0}$ V $lP_{y0}$					
 <p>I:</p>	$P_{y0} = 4Rt\alpha p$ OR $= \frac{2Rt\alpha}{\sqrt{3}}$ GRAPH 2 $1 - 2\alpha^2 p^2 = p \left(\frac{2r}{R}\right) \frac{\alpha}{\sin \phi_0} \left(\frac{1}{\cos \frac{\phi_0}{2}} - 1\right)$ $\alpha = \frac{1}{2\cos^2 \frac{\phi_0}{2}}$ WHEN $l/T \leq 3.0$ $\alpha_1/\alpha_2 \leq 1.0, R/r \leq 0.7$	$P_y = P_{y0}$	 <p>J:</p>	$P_{y0} = 4Rt\alpha p$ GRAPH 3 $1 - 12p^2 = p \left(\frac{4r}{R}\right) \frac{1}{\sin \phi_0} (\alpha - \sin \phi_0)$ WHEN $l/T \leq 3.0$ $\alpha_1/\alpha_2 \leq 1.0$ $R/r \leq 0.7$		 <p>K:</p>	$P_{y0} = \frac{2}{\sqrt{3}} T \alpha_1$ $P_y = \frac{P_{y0}}{\sin \theta}$ $P_y = \frac{P_{y0}}{\sin \theta}$	

TAB. 5



GRAPH 2



GRAPH 3

## REFERENCES

- (1) Washio, K., Togo, T. and Mitsui, Y. : Experimental Research on Local Failure of Chord in Tubular Truss Joint, Trans. of Architectural Inst. of Japan, No. 138, August 1967 (in Japanese)
- (2) Kurobane, Y. and Konomi, M. : Some Simple S-N Relationships in Fatigue of Tubular K-Joints, Trans. of Architectural Inst. of Japan, No. 212, October 1973

## SUMMARY

Experimental studies have lead to systematic information on the static strength and low cycle fatigue behaviour of tubular joints. Design formulas have been proposed. The formulas for yield strength of basic stiffening method of ring type have been developed from test results. The stiffening method of partially increasing thickness of chord tube has been investigated for practical application.

## RESUME

Une série d'études expérimentales a fourni une information sur la résistance et le comportement à la fatigue, à bas cycle de noeuds de profilés circulaires. Une formule dans le domaine plastique pour le renforcement du tube avec des anneaux a été obtenue d'après essais. Le renforcement du tube de grand diamètre, par augmentation de l'épaisseur, a été examiné pour une application pratique.

## ZUSAMMENFASSUNG

Aus experimentellen Untersuchungen wurden systematische Informationen über die statische Traglast und die "Low-cycle" Ermüdungsfestigkeit der Anschlüsse von zylindrischen Röhren gezogen. Eine Bemessungsformel wird vorgeschlagen. Die Formeln für die statische Traglast der mit Ringen ausgesteiften Anschlüsse wurden aus Versuchsergebnissen hergeleitet. Ausgesteifte Anschlüsse mit örtlich zunehmender Wanddicke wurden hinsichtlich ihrer praktischen Anwendbarkeit untersucht.

## Design Considerations for Seaberth with Relation to Construction Technique

Dimensionnement des postes d'amarrage en considération des techniques de construction

Überlegungen beim Entwurf von Landungsanlagen im Meer in Abhängigkeit der Konstruktionsmethoden

YASUMASA SHIMADA

Dept. Manager

Civil Engineering Design Div., Kajima Corporation

Tokyo, Japan

HARUO YAMAMOTO

Group Chief

Civil Engineering Design Div., Kajima Corporation

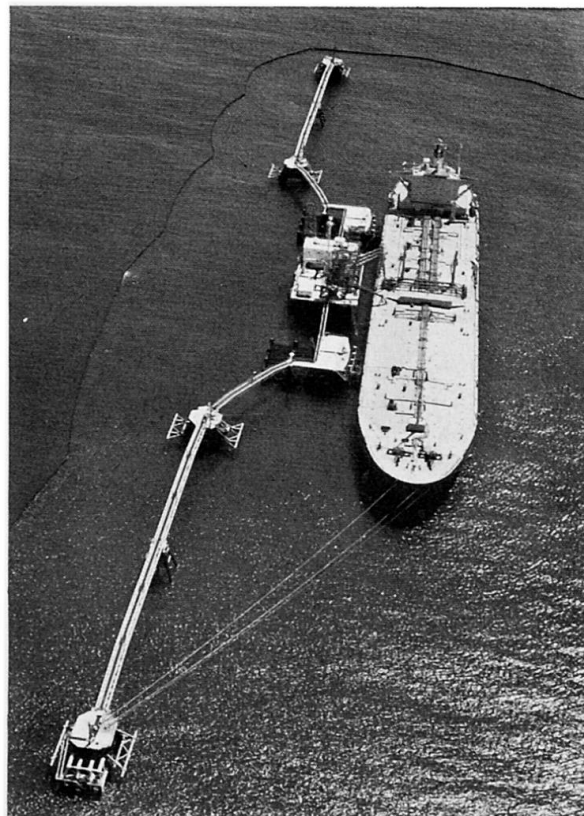
Tokyo, Japan

### Introduction

Offshore structures are exposed to hostile environments not only during the entire service life but also during the construction period. Since the construction works are possible only under limited environmental conditions, the structures must be designed with due consideration given to the method of construction. Facilities constructed by different methods should have different design, even though constructed for the same objective at the same site. Consequently close cooperation between designer and construction engineer is required from the early basic design stage.

This Paper presents the design considerations for offshore structures, with relation to the construction techniques employed in constructing three fixed berth structures in Japan, as examples of the offshore structures.

Before the advent of the seaberth, crude oil and ore carried by ocean going vessels not exceeding 150,000-dwt having a 15m full draught had been unloaded at the terminals located in harbours. After the advent of the 200,000-dwt tankers having a 16.5m full draught, the seaberths have come to be constructed offshore to secure the depth and the area capable of maneuvering such tankers. The feature of an oil tanker seaberth generally consists of platforms carrying crude oil unloading facilities, breasting dolphins with fender systems and



mooring dolphins for anchoring hawsers.

In the design of offshore structures, designing the structure which is capable of obtaining greater and greater stability step by step with the progress of works and simplicity of constructing are essential points to assure success.

### 1. Keiyo Seabertth

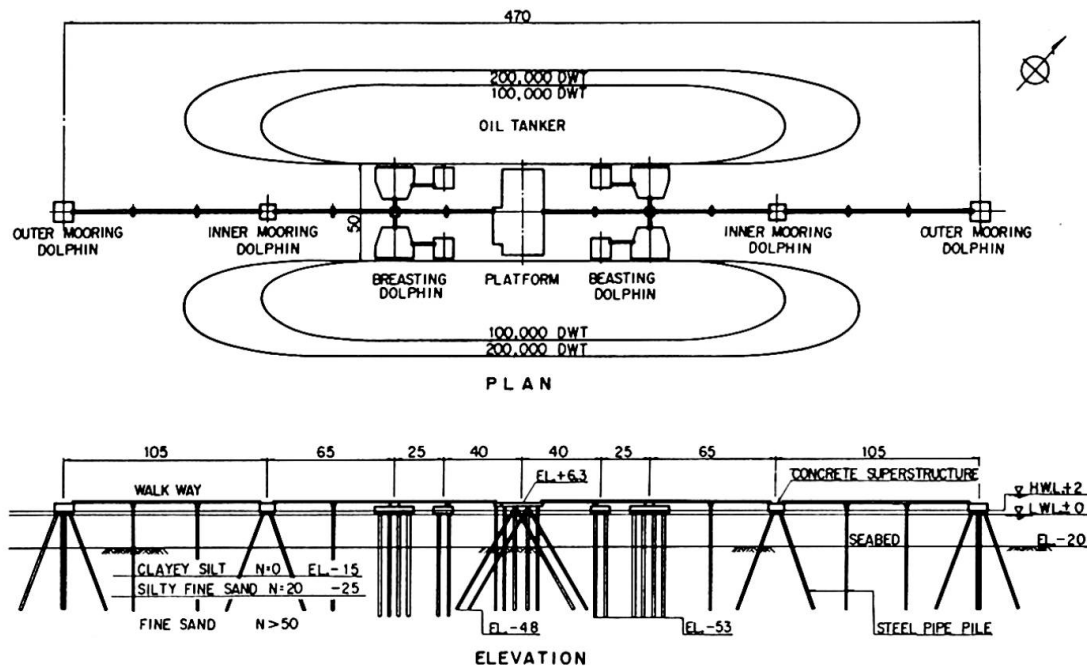
This was constructed in 1968 and is the first seabertth in Japan. It is situated in lat.  $35^{\circ}31'N$ . and long.  $139^{\circ}56'E$ . in Tokyo Bay. The works at the site 8 km offshore presented many problems to the engineers who had construction experiences only in the gentle sea protected by breakwaters. It is, however, possible to apply the design expertise having been formerly acquired in 100,000-dwt class tanker terminals to this project.

The tanker terminals were conventionally and economically constructed by following procedures with rather small scale equipments:

- 1) to drive piles using a floating barge equipped with a diesel pile hammer with rated energy less than 10 tm;
- 2) temporarily to interconnect pile heads;
- 3) to place concrete for superstructures in situ.

If the traditional procedures were to be employed in this project, three main difficulties were considered unavoidable at the performance:

- 1) Works carried out with floating barges would require environmental condition of not greater than 0.5m in wave height and within 7 m/sec in wind speed, and therefore the available working days would be only 40%;
- 2) Taking refuge in harbour from adverse sea conditions would produce one day loss of workable time until the works were resumed;
- 3) Accuracy in positioning and in maintaining the desired degrees of piling inclination would be inadequate.



A SEP (Self-Elevating Platform) was considered to be able to overcome the difficulties. The SEP introduced in this project had a hull 50m x 24.4m x 4.3m with four legs in dia. 1.8m x 57m and equipped with an air pile hammer with rated energy 12.5 tm and two crawler cranes. Using the SEP, it was expected that the available working days would be 70%. The piles would then be driven with fair accuracy in positioning and degrees of inclinations; taking refuge in harbour would not be required in the environmental conditions of not more than 5m in wave height and 50 m/sec in wind speed.

The following considerations were introduced in the design to simplify the troublesome offshore works:

- 1) to fabricate each pile in entire length at the yard;
- 2) to precast superstructures.

The precast superstructures were installed by the floating crane over the tops of the driven piles.

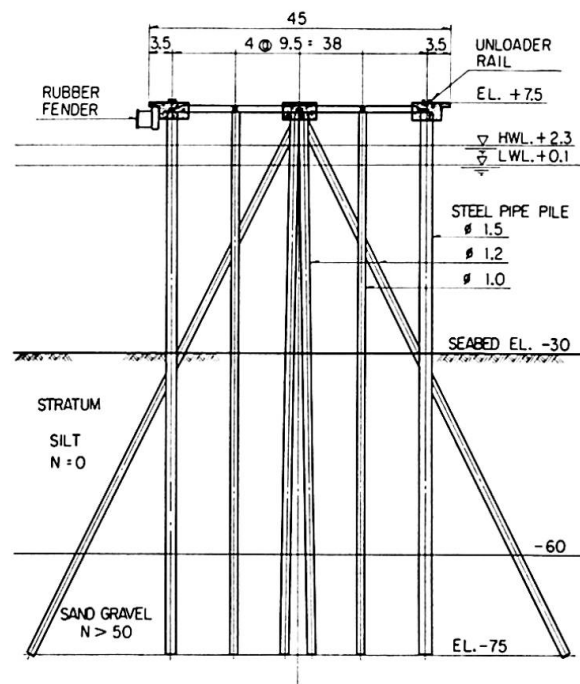
As a result of the performance, interconnecting of pile heads was found to be very difficult due to their swaying at all times by wave action. Several piles had been broken off at seabed before they were interconnected temporarily. Occurance of similar troubles at the oil tanker terminal in Bantry Bay, Ireland which was also under construction about the same time as this project, was reported on CE, ASCE June 1970.

## 2. Oita Seaberth

Oita Seaberth was constructed in 1971 and is situated in lat. 33°16'N. and long. 131°38'E. in Beppu Bay. The salient features of this project are as given below:

- 1) The largest seaberth built in Japan capable of mooring three 300,000-dwt class ore carriers simultaneously;
- 2) 738 piles 31,000 tons in total weight were driven;
- 3) Constructed on very poor sub-bottom strata as shown in Fig-3;
- 4) A large number of batter piles driven in reasonable accuracy within a short period of time by employing a unique method.

A batter pile structure was adopted in the design to enable the seaberth to withstand horizontal earthquake load, which is a design controlling factor without the necessity of considering lateral resistance of piles penetrated into the poor soil seabed. Batter piles were designed to have great inclinations of max. 27.5° to plumb and to be so located on the centre row of the seaberth that they could be driven by the unique method. The above design concept made it possible to develop the following





construction procedures:

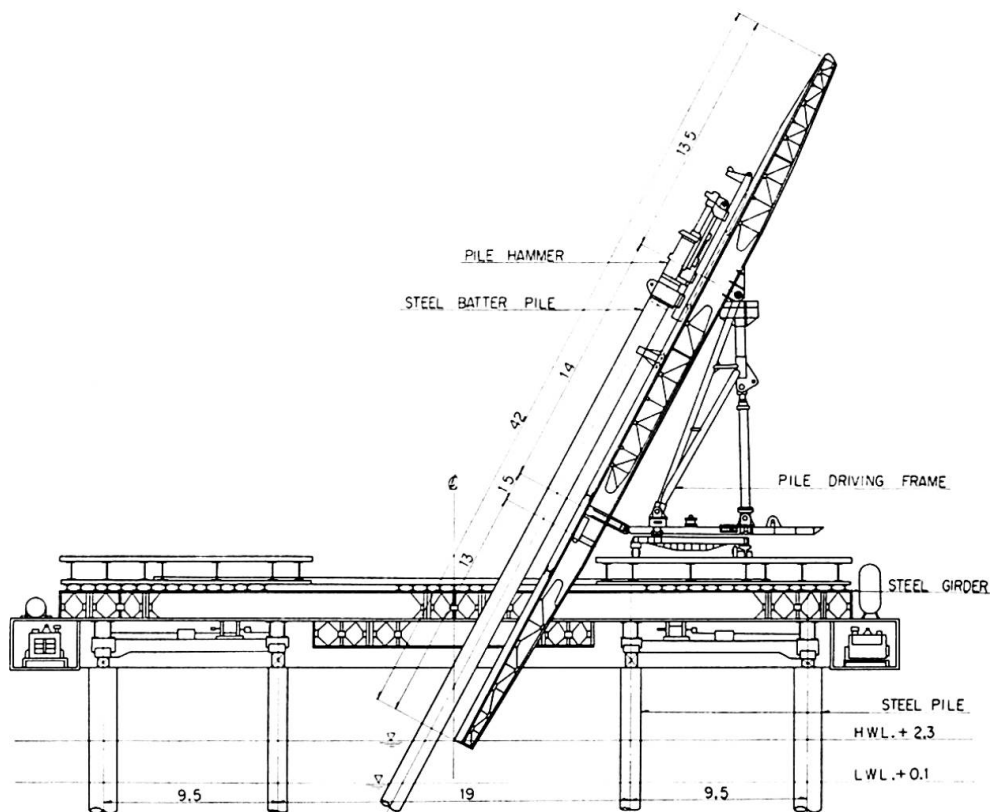
- 1) The vertical piles were driven using a floating barge equipped with an air pile hammer with rated energy 18.7 tm;
- 2) The prefabricated girders were installed on the pile heads;
- 3) The batter piles were driven with an air pile hammer equipped on the lead which is installed on a temporary truss girder capable of travelling along the jetty (Fig-4).

This design has been found to be sound in dealing with horizontal load at the site with a very poor soil condition. It also has proved advisable as a construction procedure.

### 3. Tomakomai Seaberth

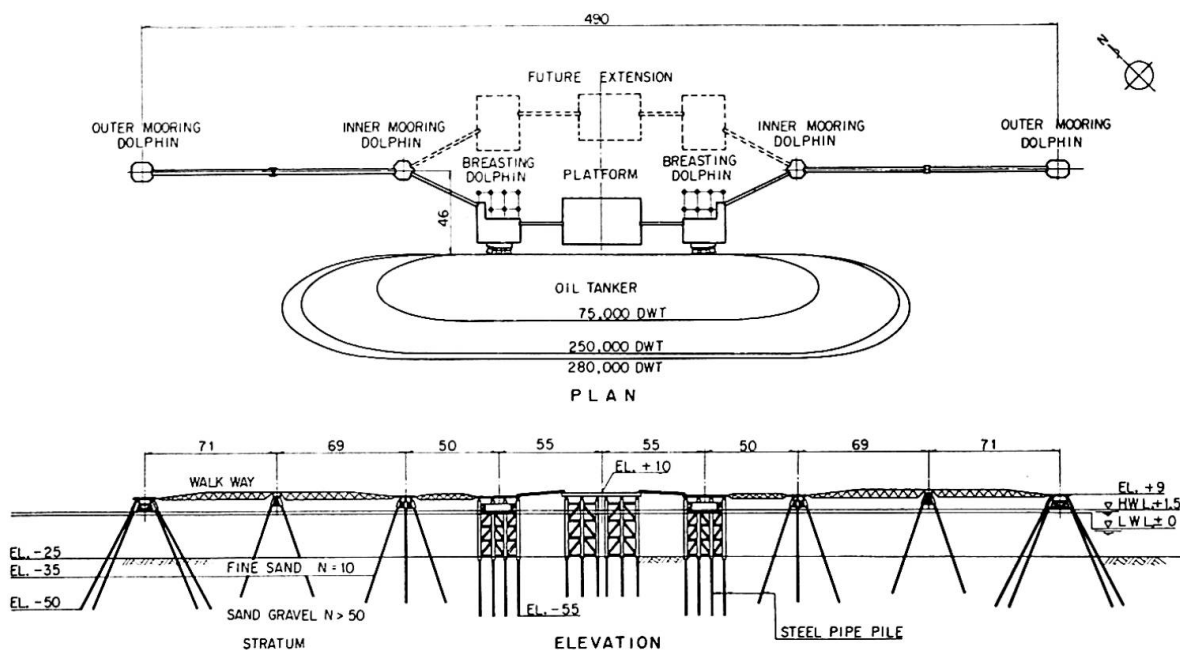
Tomakomai Seaberth was constructed in 1973 and is situated in lat.  $40^{\circ}36'N$ . and long.  $141^{\circ}39'E$ . in the open sea 3 km off the coast of Tomakomai.

The environmental conditions were far severer than those in Tokyo Bay or Beppu Bay. Therefore it was assumed that only two days out of ten would be workable when used a piling barge and that the lowest atmospheric temperature would be  $-20^{\circ}C$ . But the soil condition was fairly satisfactory as



shown in Fig-5.

From the precious experience learned in Keiyo Project, such as the difficulty in interconnecting driven piles even though in rather gentle sea of Tokyo Bay, because of enduring sway of pile heads by wave action, it was deeply felt necessary to develop design and construction techniques in order to maintain the driven piles in place during construction period. And also to simplify the marine works was necessary. The so-called jacket concept which is in use for both drilling and production platforms for oil exploitation is a

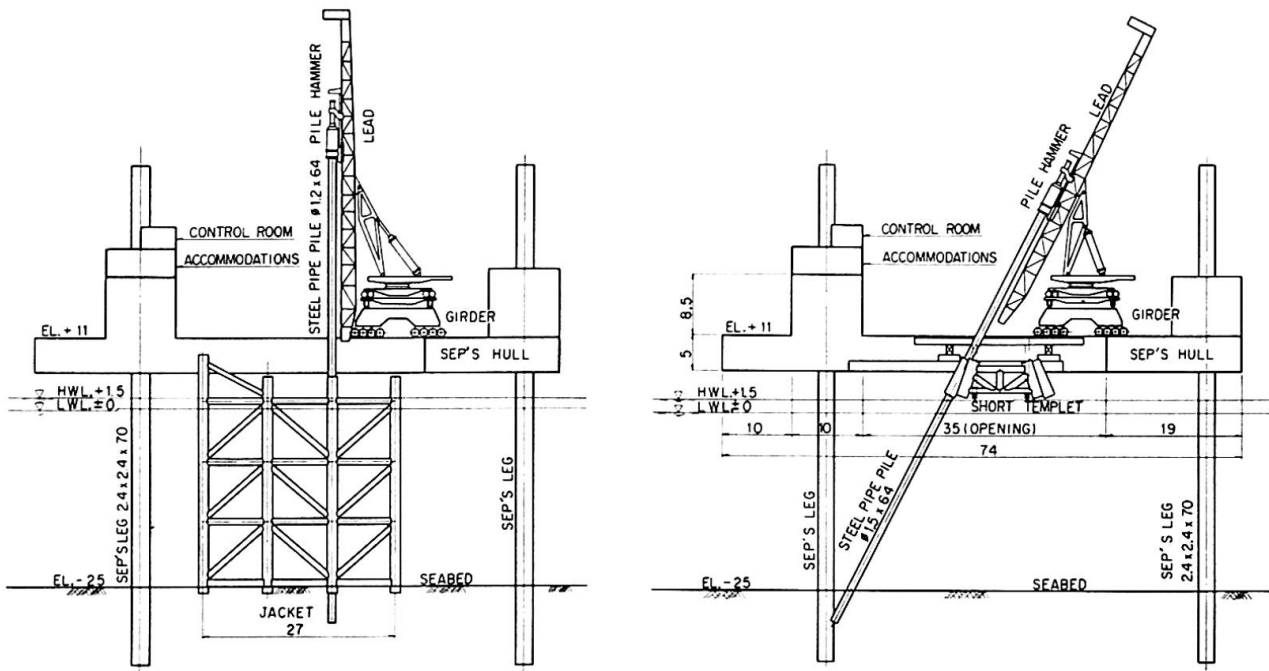


good solution for such purpose.

Applying jackets to all structures forming seaberth would, however, be uneconomical. For this reason, unique short templets having frameworks only above sea-water level were developed for the construction of piers and mooring dolphins. To allow piling in rough sea and to make the short templet concept practicable, a new type SEP in spacial shape and with a larger capacity than that used in Keiyo Project was required. The piling technique employed in Oita Project was introduced in the SEP, i. e. to handle piles by a jib-crane and to drive by a hammer attached to lead both equipped on a travelling girder. Then SEP "KAJIMA" having a U-shaped hull 74m x 45m x 5m in outside dimensions with a 35m x 30m inside well and with four 2.4m x 2.4m x 70m legs was developed for the performance of this project.

Piles were driven through jackets and short templets held in the well of the SEP (Fig-6 & 7). When piling and welding of the four corners was completed, the structure could self-stand against waves of 6m in height.

The marine works of the seaberth, including the entire facilities for mooring of vessels and unloading of crude oil, was started in October 1972 and successfully finished in August 1973.



### SUMMARY

Offshore structures are required to be constructed under hostile environmental conditions. Therefore the structural design giving due consideration to the construction methods and procedures will assure success in operation of challenging offshore projects.

### RESUME

Les constructions en pleine mer sont toujours construites dans des conditions très sévères d'environnement. Par conséquent, les projets doivent tenir compte des méthodes et procédés d'exécution pour assurer le succès dans l'exécution de constructions audacieuses.

### ZUSAMMENFASSUNG

Bauten im offenen Meer werden oft unter schwierigen Umgebungsbedingungen erstellt. Um mit Erfolg schwierige Seebauten zu erstellen, müssen schon beim Entwurf im Projektstadium die Probleme der Ausführung beachtet werden.

**Le bassin 10 du port militaire de Brest**

Das Trockendock No. 10 des Kriegsmarine-Hafens Brest

Dry Dock no. 10 in Brest Naval Base

**J. BOULARD**

Ingénieur en Chef des Travaux Maritimes

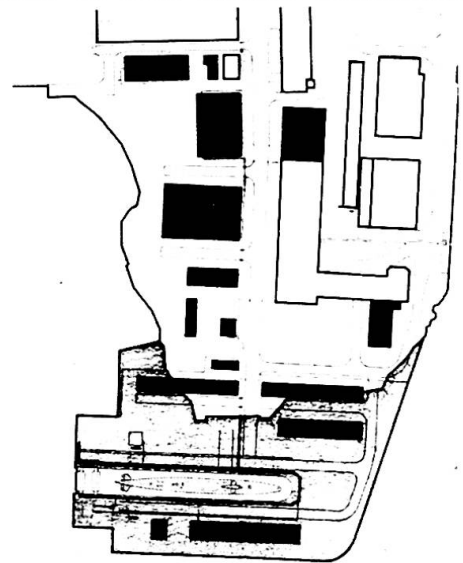
Sous-Directeur des Travaux Maritimes

Brest, France

**1 - LE CARENAGE DES SOUS-MARINS DE LA FORCE OCEANIQUE STRATEGIQUE -**

Le port militaire de BREST, support logistique puissant de la Base Stratégique de l'ILE LONGUE, a été retenu pour abriter la chaîne industrielle de grands carénages des Sous-Marins Nucléaires Lanceurs d'Engins (S.N.L.E.). La complexité des opérations (il faut démonter et évacuer du sous-marin par des brèches de très faibles dimensions tout son équipement interne, ventiler l'appareillage dans les différents ateliers spécialisés pour démontage, contrôle et réparation, et remonter l'ensemble dans l'ordre inverse), et le faible délai qui leur est imparti (moins d'un an), ont pratiquement conduit la Direction Technique des Constructions Navales, chargée des travaux de carénage, à concevoir un complexe industriel neuf très spécialisé, dont la pièce maîtresse est un bassin de radoub taillé "sur mesure", dit Bassin 10, situé au milieu d'un terre-plein gagné sur le plan d'eau de la Rade.

Ce Bassin, de dimensions modérées, se caractérise par la sophistication de ses équipements. En particulier la station de pompage doit pouvoir assurer n'importe quel niveau à l'intérieur du Bassin par n'importe quelle marée (y compris surremplissage), et, outre le service du Bassin et du sas d'entrée, assure diverses autres fonctions (réseau d'eau de réfrigération à pression réglée par exemple).



Environnement du Bassin 10  
En gris, terrain gagné sur la mer

**2 - CONCEPTION DU BASSIN 10 -**

Du fait de certaines difficultés géotechniques du site retenu (failles, couches perméables), il a été finalement décidé de construire le Bassin 10 en échouant sur une plateforme souple, traitée par pilonnage intensif, et réglée avec une extrême précision (de l'ordre du centimètre), un "bateau" en béton précontraint et armé, préfabriqué dans un grand bassin de radoub de l'Arsenal de BREST, et amené sur le site en flottaison. Les terre-pleins adjacents, contenus par une digue munie d'un filtre en matériau synthétique, sont ensuite gagnés sur la mer par remblaiement sableux et reçoivent les superstructures industrielles adéquates.

L'emplacement du bassin de préfabrication, à l'amont d'une rivière sinueuse, posait des problèmes de tirant d'eau du caisson préfabriqué. Ceci a nécessité de concevoir l'ensemble du bassin et de sa station de pompage accolée sous forme de trois

caissons préfabriqués (déplacements : 15.000, 17.000 et 7.000 tonnes) assemblés et rigidifiés à flot, constituant ainsi un monolithe dissymétrique en forme de L, d'épaisseur de l'ordre de 30 m., avec des branches de respectivement : 168 et 53 m., déplaçant après lestage près de 80.000 tonnes lors de l'échouage.

Cette contrainte a été l'occasion de développer un système de clavage original assurant la continuité de la structure et le transit des efforts importants qui la sollicitent (moment fléchissant maxi. 670.000 kNm, effort tranchant maxi. 41.000 kN).

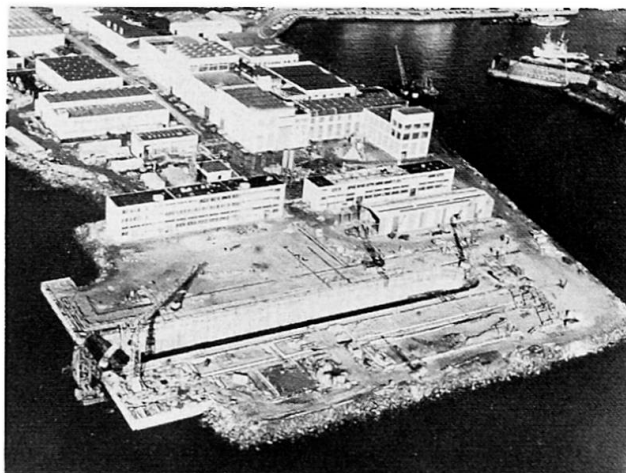
La rigidification était pratiquement imposée par une très sévère contrainte de déformation différentielle maximale tolérable pendant 1 an sur la ligne d'attinage de 160 m. (déformation différentielle inférieure à 3 cm.).

### 3 - ORIGINALITES DE L'OUVRAGE -

L'ouvrage présente 3 grandes originalités qui constituent semble-t-il 3 premières mondiales :

- sa fondation souple sur ballast compacté dynamiquement et réglé avec une grande précision;
- sa conception en éléments flottants clavés à flot avant échouage;
- l'emploi de textiles synthétiques pour la retenue du remblai sableux qui l'entoure.

Par ailleurs, il a nécessité la résolution d'un certain nombre de problèmes théoriques et technologiques, liés à la recherche de la légèreté maximale de sa structure et au caractère agressif du milieu qui l'entoure.

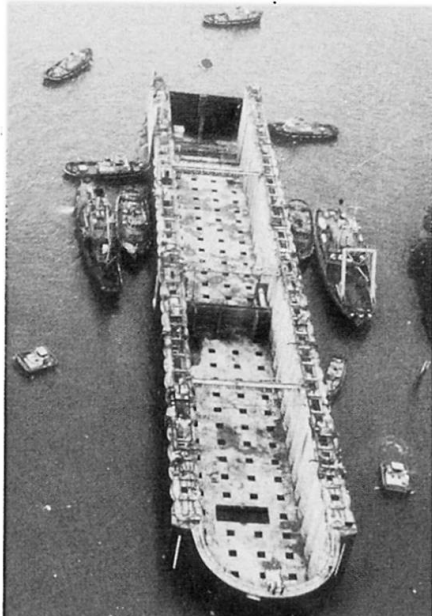


Zone du Bassin en cours de finition

### 4 - CARACTERISTIQUES GENERALES DE STRUCTURE -

Le projet retenu après concours, dû au groupement SPIE-BATIGNOLLES-CITRA-FRANCE-LEVAUX, s'apparente à la solution étudiée par l'Administration. La structure du Bassin est composée de trois caissons alvéolaires en béton armé et précontraint, deux pour le corps de Bassin et un pour la Station de Pompage.

On peut remarquer qu'une structure de bajoyers en voûtes ondulés (déjà envisagée par l'Administration) a été retenue. Elle permet, en effet, en principe, de conférer à l'ensemble une souplesse longitudinale intéressante (effet "accordéon") tout en résistant partiellement en voûte aux efforts locaux dus aux sur ou sous-pressions d'eau et de remblai.



Remorquage du corps de Bassin

Le parti proposé par l'Entreprise s'oriente en revanche délibérément vers la légèreté, avec des parois très minces de 30 cm. pour les voûtes, de 40 cm. pour les autres dalles et nervures. Ceci est à comparer par exemple à l'écluse de BOULOGNE qui, pour des dimensions générales analogues, est soumise à des efforts bien plus faibles, et présente des parois de 70 à 50 cm. d'épaisseur. Ce parti de légèreté s'explique par le souci d'atteindre dans le Bassin de préfabrication une hauteur de caisson maximale ne nécessitant pas de continuation des travaux à flot (comme prévu dans le projet de l'Administration, bien plus lourd), et un minimum de sujétions de marée pour l'exécution des superstructures.

La structure résistante est constituée de nervures transversales en forme de U, précontraintes verticalement (bajoyers) et horizontalement (radier) par respectivement 16 et 7 câbles BBR-B 30  $\phi$  7, avec en section courante 6 barres précontraintes DJP de 33 T. utiles verticales reprenant aux naissances du radier les efforts tranchants. Ces nervures sont espacées de 5 m. et sont épaisses de 40 cm.

La poutre constituant le corps du bassin, de 30 m. de large, 21 m. de haut et 167 m. de long, est précontrainte longitudinalement par des câbles situés dans la dalle inférieure du radier, et dans 2 poutres supérieures de couronnement, coiffant chaque bajoyer et coulées après échouage des caissons. Certaines nervures longitudinales du radier sont également précontraintes dans les zones d'about. En phase de flottaison, le moment négatif agissant sur la structure "accordéon" souple, non encore raidie en tête par les poutres de couronnement, est repris en béton armé par un tirant fortement ferraillé intégrable à ces dernières, constitué d'une dalle de 40 cm. d'épaisseur à la cote 6,80, coiffant les bajoyers et ajourée pour permettre le remplissage ultérieur de leurs alvéoles.

La zone d'avant-bec est constituée d'un arc élégi armé de 11 m. de rayon extérieur, à 2 parois de 30 cm. (les élégissements étant remplis de béton après échouage).

Le radier est fermé dans sa partie supérieure par une dalle armée de 40 cm, ajourée pour remplissage des alvéoles, qui se prolonge dans les bajoyers par 2 raidisseurs dont le rôle est d'assurer la diffusion de la précontrainte transversale horizontale. Ces raidisseurs sont transformés dans les zones de culées de l'arc d'avant-bec en diaphragmes d'encastrement à la torsion d'axe vertical.

Les alvéoles du radier sont remplis après échouage de sable ou de béton, une dalle de 50 cm. d'épaisseur comportant une plateforme d'attinage et des caniveaux de drainage venant le couronner après remblaiement. Les alvéoles de bajoyer sont remplis soit de sable injecté, soit de béton.

La résistance générale de la structure s'apparente donc plutôt à celle d'un châssis-caisse d'automobile, par opposition à un châssis-poutre comme, par exemple, l'écluse de BOULOGNE.

## 5 - COMPLEXITE DES CALCULS -

La fondation souple de l'ouvrage, sa dissymétrie, son tronçonnement, sa rigidification ultérieure par des poutres de couronnement coulées après échouage, ainsi que la complexité et la finesse des formes liées à une recherche de légèreté maximale, ont conduit à des calculs très développés.

Ainsi l'évaluation des efforts d'ensemble (flexion par exemple) concerne a priori 5 phases de flottaison et 9 phases après échouage, comportant chacune 5 hypothèses de répartition des réactions du sol, soit 50 cas. En fait, certains cas étant enveloppes, ce nombre peut être réduit mais reste néanmoins important.

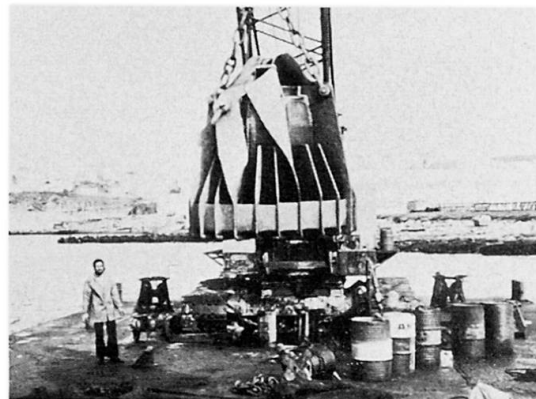
Le problème se complique notablement quand on descend au niveau des efforts locaux. Dans le cas des voûtains constituant les bajoyers, on a théoriquement, en effet, si la cale est découpée en 4 zones de 40 m. de long par exemple, à calculer les ferraillements de chaque lit d'un niveau dans 2.400 cas et à prendre les enveloppes des sections d'acier trouvées.

Les sollicitations générales ont été déterminées par l'emploi de gros programmes de calcul automatiques tridimensionnels.

La légèreté volontaire de l'ouvrage a conduit à des taux de ferraillement élevés (jusqu'à 200 kg/m<sup>3</sup>) nécessitant de grandes précautions à la mise en oeuvre.

## 6 - FONDATION DU BASSIN 10 -

La plateforme de fondation a été réalisée par emploi d'une technique récente, le compactage dynamique (procédé L. MENARD), qui consiste à consolider le sol au moyen de l'énergie de choc d'une masse importante tombant d'une grande hauteur, avec contrôle de l'évolution des caractéristiques géotechniques du sous-sol. Déjà appliquée à BREST par le Service des Travaux Maritimes pour des fondations d'ateliers lourds, elle voit avec le Bassin 10 sa première application sous-marine.



Masse de compactage dynamique sous-marin

La masse utilisée était de 11 tonnes déjàugées, tombant d'environ 10 m. Un profilage convenable et sa forme spécialement étudiée ont permis de constater que la déperdition d'énergie à l'impact était inférieure à 5%. En revanche, l'expérience a montré qu'une fraction importante de l'énergie se dissipait dans l'eau pendant et après l'impact.

L'énergie totale appliquée à la fondation du Bassin 10 est d'environ 2,5 millions de tonnes mètres (25 GJ). Le contrôle a nécessité 400 essais pressiométriques. Le réglage final, réalisé entièrement par plongeurs sous parfois plus de 20 m. d'eau, intéresse une surface de 6.500 m<sup>2</sup>, la précision étant de l'ordre de 2 cm., contrôlée par plus de 1.500 points de visée avec report en surface.

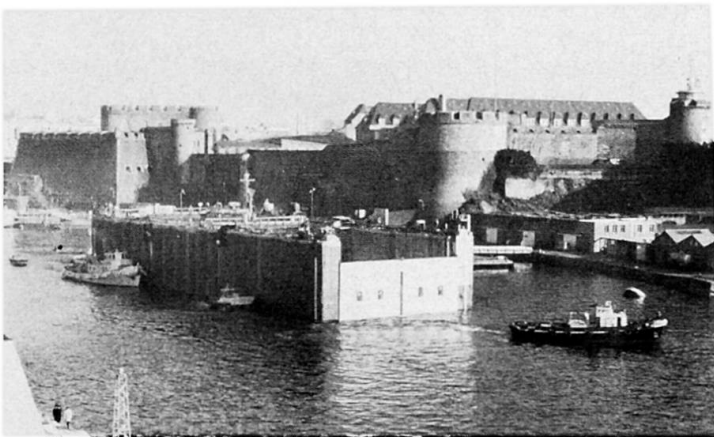
Les caractéristiques d'élasticité obtenues sont plus favorables que toutes celles des diverses hypothèses prises en compte dans les calculs, car relativement homogènes sur toute l'étendue de la plateforme.

## 7 - SOLIDARISATION ET RIGIDIFICATION A FLOT DES ELEMENTS PREFABRIQUES -

Le clavage à flot des éléments du corps de bassin et de sa station de pompage posait des problèmes techniques originaux liés à la nécessité de conférer aux joints rigides une résistance et une étanchéité suffisantes d'une part, de réaliser d'autre part un alignement le plus parfait possible entre les éléments de façon à éviter les portages différentiels sur l'assise.

La technique retenue par la SPIE est la suivante :

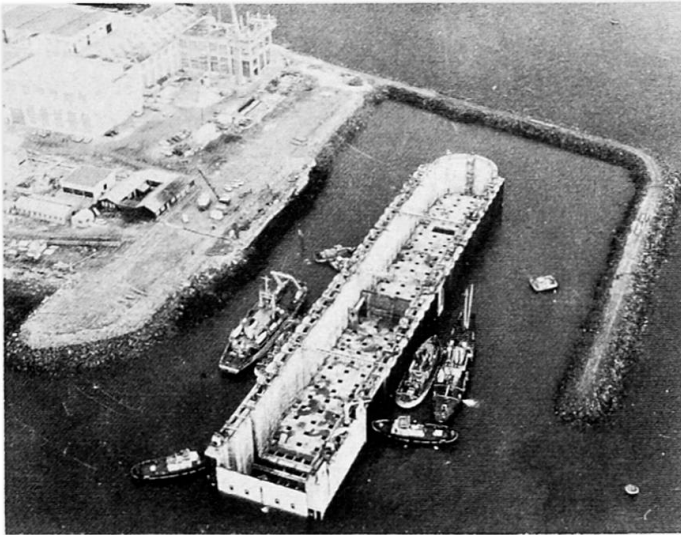
- équilibrage par lest liquide des tirants d'eau des deux éléments du bassin,
- rapprochement par treuils et positionnement relatif par pénétration de goujons mâles dans des réservations femelles,
- alignement des arêtes inférieures du joint par 6 vérins lourds agissant sur les goujons. Calage des goujons,
- réglage du parallélisme des faces du joint par vérins plats. Mise en tension de câbles provisoires hors d'eau pour écrasement du joint d'étanchéité périphérique en U contrôlé par appuis sur vérins plats (10 kN/m). Vidange de l'espace interne au joint avec écrasement additionnel de ce dernier dû à la variation de poussée hydrostatique. Mise en tension de câbles provisoires supplémentaires. Le joint peut alors résister aux efforts dus à la houle et au vent, et être même calé sur des butées par dégonflement des vérins plats en cas d'efforts anormaux (tempête),
- enfilage des gaines et des câbles de cloutage du joint. Bétonnage de la partie précontrainte,
- mise en tension progressive des câbles. Dégonflement des vérins plats. Le joint résistant est alors constitué de béton précontraint qui réalise la continuité de la structure,
- bétonnage de blocage des alvéoles du joint et injections d'étanchement.



Remorquage du caisson d'entrée du Bassin  
Déplacement 17.000 tonnes

Le joint du bassin a été réalisé à l'abri de la houle à l'intérieur d'un des grands bassins de l'Arsenal, en eau porte en place.

L'alignement des axes des 2 caissons du bassin était contrôlé sur 160 m. par un rayon laser. Le clavage s'est effectué avec un déport de l'ordre de 5 à 12 mm. sur 160 m. de l'impact sur la cible; ces variations étant dues aux déformations de la forme sous l'effet des écarts de température de la partie émergée. La coïncidence locale des plans des faces inférieures des 2 caissons de bassin est réalisée au millimètre. Pour la station de pompage, il subsiste une "marche d'escalier" de l'ordre du centimètre dont l'origine n'a pu être expliquée.



Amenée du corps de bassin sur le site d'échouage, avant clavage de la station de pompage latérale (déplacement 35.000 t.)

### 8 - PREFABRICATION -

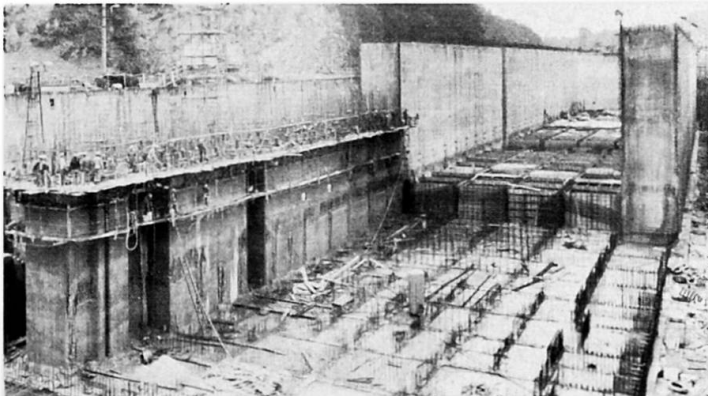
La préfabrication a été réalisée par la technique des coffrages glissants pour les bajoyers, par plots de 70 m. de longueur maximale (développé de plus de 200 m), et avec des coffrages traditionnels pour le radier alvéolaire.

Le bassin représente 56.800 m<sup>2</sup> de coffrages, 1.500 km d'acier à haute adhérence, 22 km d'acier dur  $\phi$  7 de précontrainte en 1.110 câbles de 30 fils, 500 barres précontraintes.



Finition de la digue d'enclôture du terre-plein après échouage du bassin et adjonction d'un caisson de quai.

La qualité du béton et la protection des aciers actifs et passifs contre l'agressivité du milieu marin ont fait l'objet de précautions originales. Au total une vingtaine de tonnes de résines diverses (époxydiques, polyesters) et d'élastomères ont été utilisées en adjonction aux bétons, et en collages et protections diverses. En particulier, certaines gaines de câbles précontraints exposés ont été injectées avec des coulis spéciaux aux résines, et certains fils de précontrainte préenrobés à chaud de résines époxydiques.



Les contrôles de qualité ont revêtu sur ce chantier une ampleur exceptionnelle, en particulier pour la résistance et la compacité des bétons, pour lesquels des tests statistiques élaborés ont été mis au point.

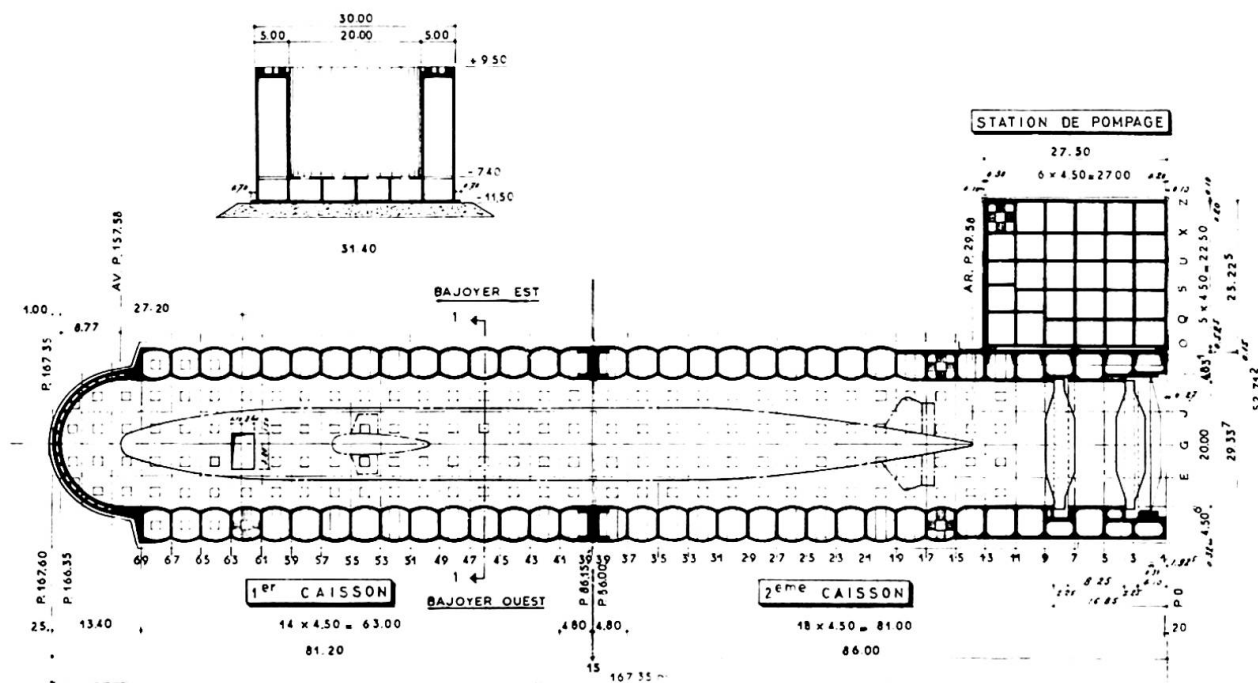
Préfabrication d'un quart de bajoyer du 2<sup>e</sup> caisson



## 9 - COMPORTEMENT DE L'OUVRAGE -

En service depuis l'été 74, le Bassin 10 se comporte conformément aux prévisions et a rendu tous les services qu'on attendait de lui. En particulier les tassements absolus sont faibles (de l'ordre de 4 cm) et les tassements différentiels inférieurs à 10 mm.

**BIBLIOGRAPHIE** - Revue Travaux n° 475 Octobre 1974 - Article détaillé de l'Auteur sur le Bassin 10.



Caractéristiques dimensionnelles du Bassin 10

**RESUME** - Le Bassin 10 a été préfabriqué en 3 caissons alvéolaires de béton précontraint, assemblés à flot et échoués sur une plateforme élastique continue réglée avec une extrême précision. La légèreté de la structure et la variété et l'ampleur impressionnantes des efforts qu'elle subit entraînent une grande sophistication des calculs et des formes, nécessitant l'emploi généralisé de techniques nouvelles: compactage dynamique aérien et sous-marin; système de clavage (dont un laser) pour jonctionnement des caissons; procédés spéciaux de protection contre l'environnement maritime. Le Bassin est en service depuis la mi-74.

**ZUSAMMENFASSUNG** - Das vorgefertigte Trockendock No. 10 besteht aus drei wabenförmigen Senkkästen aus Spannbeton. Die Senkkästen wurden in schwimmendem Zustand zusammengesetzt und auf ein durchgehendes elastisches Fundament gesetzt, dessen Oberfläche mit höchster Genauigkeit reguliert worden war. Die Leichtigkeit der Konstruktion und die vielfältigen und grossen Belastungen denen sie ausgesetzt ist, führen zu einem sehr hohen Schwierigkeitsgrad in der Berechnung und der Bemessung. Neue Techniken wurden angewandt: Dynamische Verdichtung an der Luft und im Wasser, ein Verbindungssystem (unter Verwendung von Laser), um die Kästen zusammenzufügen; spezielle Schutzmassnahmen gegen die Einwirkung des Meerwassers. Das Becken steht seit Mitte 1974 in Betrieb.

**SUMMARY** - Prefabricated dry dock no. 10 consists in three honeycomb prestressed concrete caissons, assembled while afloat, and sunk on a continuous elastic foundation of extremely accurate surface grading. The structure lightness (caisson walls are only one foot thick) and the impressive variety and magnitude of the efforts it must withstand, lead to sophistication of calculation and design. Extensive use of new techniques has been needed: underwater and land dynamic compaction (total energy 10 million mt); keying system (including laser beam) for caissons junction; special processes for protection against salt water environment. The dock has been used since mid-74.

**IVb**

**Structures des fondations pour les maisons  
hautes**

**Foundationen für Hochhäuser**

**Foundation Structures for Tall Buildings**

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

**Zur Gründung hoher Stahlbetontürme**

Foundation of High-Rise Reinforced Concrete Towers

Fondations de tours en béton armé

**JÖRG SCHLAICH**  
Prof. Dr.-Ing.  
Universität Stuttgart  
Stuttgart, BRD

**ULRICH OTTO**  
Dipl.-Ing.  
Leonhardt und Andrä, Beratende Ingenieure  
Stuttgart, BRD

1. Einflüsse auf den Entwurf der Gründung

Bei der Entscheidung für die hinsichtlich der Qualität und Wirtschaftlichkeit günstigste Gründung eines hohen Stahlbetonturms spielt der Baugrund die ausschlaggebende Rolle: die Tiefe ab der er ausreichend tragfähig ist, seine bodenmechanischen Kennwerte und die Grundwasserverhältnisse. Entscheidend können aber auch die funktionellen Anforderungen sein, die an den Turm gestellt werden. So sind bei einem Fernmeldeturm mit Richtfunkverkehr viel schärfere Bedingungen hinsichtlich möglicher Fundamentverdrehungen unter Windlasten und ungleichmäßiger Setzungen einzuhalten als bei einem reinen Aussichtsturm. Ebenso kann der Nutzraumbedarf am Fuß des Turmes die Gründung entscheidend beeinflussen.

2. Die verschiedenen Gründungskörper und ihr Tragverhalten

Die Lasten eines typischen zylindrischen Turmschaftes können entweder über eine Kreisplatte (Fig. 1 - 3) oder einen Kreisring (Fig. 4 - 10) auf den Baugrund übertragen werden. Liegt der tragfähige Baugrund sehr tief und/oder das Grundwasser sehr hoch, wird meist eine Pfahlgründung gewählt.

2.1 Vergleich von Kreisplatte und Kreisring

Wegen seiner großen Kernweite ist beim Kreisring das Verhältnis zwischen den wechselnden ungleichmäßigen Bodenpressungen infolge Windlasten und den ständigen gleichmäßigen Bodenpressungen infolge Eigengewicht immer sehr viel kleiner als bei einer entsprechenden Kreisplatte. Die Folge ist, daß bei der Platte im Gegensatz zum Kreisring die Gefahr von ungleichmäßigen Setzungen und damit einer ungewollten Schrägstellung des Turmes besteht. Die größeren Setzungen im Randbereich der Platte können dazu führen, daß die Platte im Laufe der Zeit auf dem Mittelbereich "reitet". Daraus resultieren größere Auslenkungen des Turmes infolge Wind und eine Abminderung der Gesamtstandsicherheit über zusätzliche Momente II. Ordnung. Das Tragverhalten einer Kreisplatte kann im Sinne des Fundamentringes verbessert werden, indem man im Mittelbereich der Fundamentplatte in die Bodenfuge eine weiche Zwischenschicht einlegt (Fig. 2), die gerade in der Lage ist, das Betongewicht der Platte zu tragen, sich aber den Lasten des Turmes entzieht. Ihre Dicke richtet sich nach der Größe der zu erwartenden Setzungen. Die Schnittkräfte in der Platte steigen dabei allerdings entsprechend der Größe der Fläche, die sich nicht an der Lastabtragung beteiligt.

## 2.2 Die Kreisplatte:

Hier wird der Turmschaft zweckmäßig direkt mit der Platte biegesteif verbunden. Der Außendurchmesser  $D = 2b$  der Platte wird durch die erforderliche Grundbruchsicherheit und ihre <sup>a</sup>Dicke durch die stark von der Größe der Auskragung ( $b-a$ ) abhängigen Plattenschnittkräfte bestimmt (Fig. 1). Der auskragende Bereich der Platte wird häufig nach außen verjüngt. Mit  $h_b/h < 1$  werden die Biegemomente an der Einspannstelle zwar größer als bei einer <sup>b</sup>Platte mit konstanter Plattendicke; sie nehmen zum Rand hin aber sehr viel schneller ab.

## 2.3 Der Kreisring:

In der Regel ist der Durchmesser des Schaftes am Fuß viel kleiner als der des Kreisrings, so daß zwischen beiden ein Übergangstragwerk erforderlich wird. Nur in Ausnahmefällen, etwa bei anstehendem Fels, der eine direkte Verankerung mit vorgespannten Felsankern erlaubt (Fig. 15), oder bei Verwendung dauerkorrosionsgeschützter Erdanker ist es möglich, den Schaft direkt an das Kreisringfundament anzuschließen.

Für das Übergangstragwerk zwischen Turmschaft und Fundamentring gibt es verschiedene konstruktive Möglichkeiten:

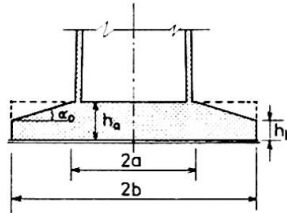
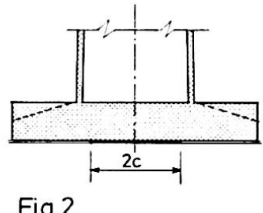
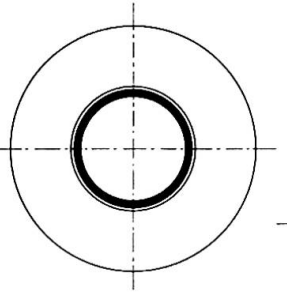
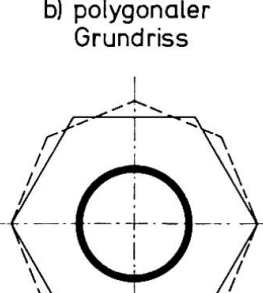
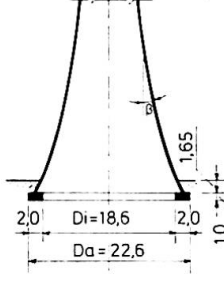
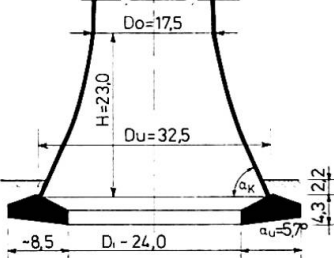
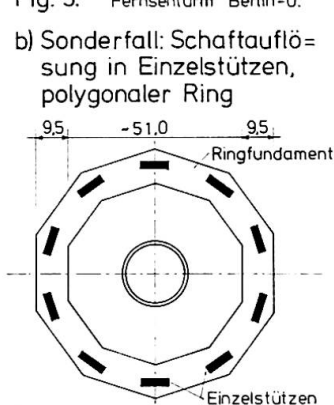
- die kontinuierliche Aufweitung des Schaftes (Fig. 4)
- sehr steile Kegelschalen oder doppelt gekrümmte Schalen (Fig. 5)
- steile bis flache Kegelschalen mit einer Druckplatte oder einem Druckring am Anschluß zum Turmschaft (Fig. 7, 8, 9, 10).

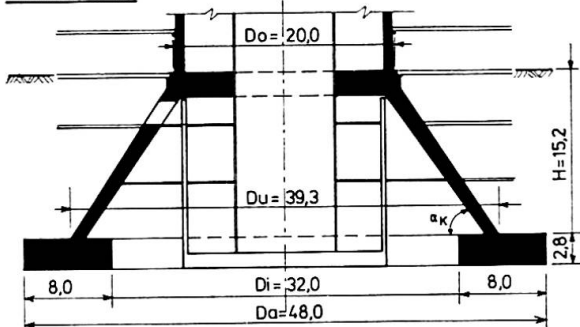
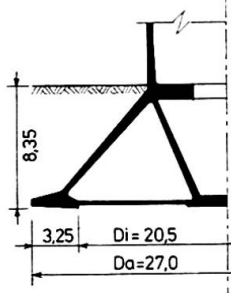
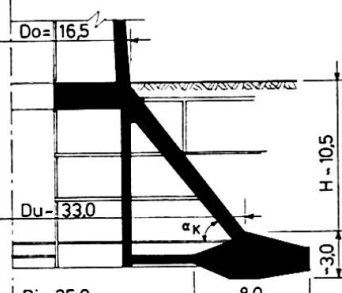
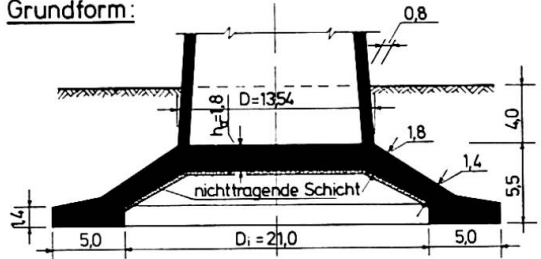
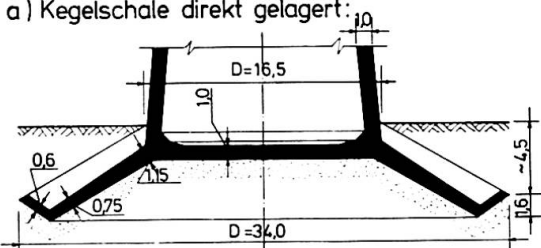
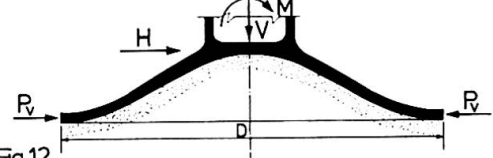
Mit abnehmender Schalenneigung werden die Schalenschnittkräfte größer. Ebenso steigen die Druckkräfte in der Druckplatte bzw. dem Druckring und die Zugkräfte im Fundamentring. Um auch unter dem für die Bemessung meist maßgebenden antimetrischen Lastfall Wind einen überwiegenden Membranspannungszustand zu gewährleisten und die Verformungen klein zu halten, wurden die Kegelschalen früher oft durch entgegengesetzt geneigte Kegelschalen oder durch Zylinderschalen ausgesteift. Dabei wurde der Turmschaft bis zur Gründungssohle verlängert und durch eine Kreisringscheibe mit dem Fundamentring und der Kegelschale zu einem ringförmigen Hohlkasten verbunden (Fig. 8, 9). Es zeigte sich jedoch, daß es wirtschaftlicher ist, die Kegelschalen auch für die antimetrischen Lasten zu dimensionieren und auf die zusätzliche Aussteifung zu verzichten. Bei sehr flach geneigten und deshalb dicken Kegelschalen steigen die dem Tragverhalten der Platte zuzuordnenden Biegemomente gegenüber den Normalkräften stark an (Fig. 10).

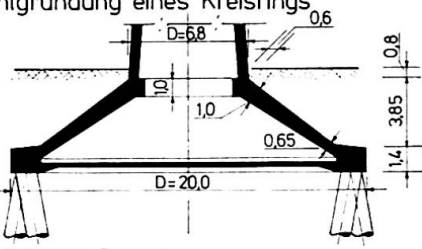
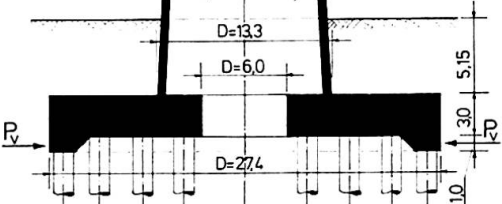
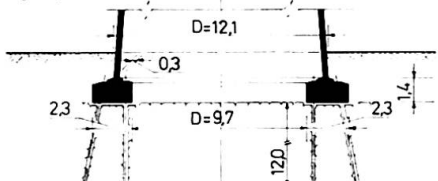
Die Fundamentringe werden normalerweise in einer kompakten Form ausgebildet, um die Querbiegung klein zu halten. Wegen der hohen Ringzugkräfte wird meist eine Vorspannung gewählt, die gewährleistet, daß Fundamentring und unterer Teil des Übergangstragwerks unter maximalem Wind im ungerissenen Zustand bleiben und die Verformungen damit klein gehalten werden. Weiter werden dadurch konstruktive Probleme wie z.B. an den Übergreifungsstößen von schlaffer Bewehrung vermieden und mit dem rissefreien Beton ein sehr guter Korrosionsschutz der Bewehrung erzielt, was vor allem bei (aggressivem) Grundwasser wichtig ist.

Um die Größe der erforderlichen Vorspannkräfte zu reduzieren, wurde bei einigen Türmen die Fundamentsohle nach innen geneigt (Fig. 5). Auf diese Weise können bei Fels die Ringzugkräfte stark reduziert werden. Bei normalem Baugrund ist diese Maßnahme dagegen problematisch. Man kann damit zwar einen Teil der nach außen gerichteten Horizontalkräfte direkt in den Boden ableiten. Voraussetzung dafür ist aber, daß sich unterhalb der Fundamentsohle keine horizontale Gleitfuge einstellt, auf der der darüberliegende Erdkeil zusammen mit dem Fundamentring gleiten kann. Bei rolligem Baugrund ist diese Gefahr normalerweise auszuschließen. Für die Gesamtstandsicherheit des Bauwerks ist aber die nach außen gerichtete Lasteintragung in den Baugrund in jedem Fall von Nachteil, da dadurch die Grundbruchsicherheit vermindert wird.

3. Gründungsarten

	31. Kreisplatten	32. Kreisringe
Formen	<p><b>Grundform:</b> - mit <math>h_a = h_b = h</math> - mit <math>h_b/h_a &lt; 1</math></p>  <p><b>Varianten:</b> a) nichttragende Schicht mit <math>D=2c</math></p>  <p>Fig. 2.</p> <p>b) polygonaler Grundriss</p>  <p>Fig. 1.</p>  <p>Fig. 3.</p>	<p><b>Grundform:</b> kontinuierliche Schaftaufweitung</p>  <p><b>Varianten:</b> a) sehr steile Schale als Übergang</p>  <p>Fig. 5. Fernsehurm Berlin-0.</p> <p>b) Sonderfall: Schaftauflösung in Einzelstützen, polygonaler Ring</p>  <p>Fig. 6. Fernsehurm Moskau</p>
Tragverhalten, Konstruktion	<p>Plattenmomente steigen mit Auskrägung (<math>b-a</math>). Bei Abnahme der Plattenstärke nach außen (<math>h_b/h_a &lt; 1</math>) Vergrößerung der Momente im Innenbereich, aber stärkere Abminderung zum Rand hin als bei <math>h_b/h_a = 1</math>. Wegen kleiner Kernweite hohe relative Wechsellspannungen unter Windlast in der Sohlfuge, Gefahr des "Reitens". Bei Einbau einer nichttragenden Schicht Sohlendruckverteilung ähnlich wie bei Kreisring. Vorspannung nur sinnvoll bei großer Auskrägung und <math>b/a \geq 2,5</math>, wenn schlaffe Bewehrung allein viele Bewehrungslagen erfordert und dadurch, wegen des steilen Momentengradienten, Gefahr des Verbundversagens besteht.</p>	<p>Tragverhalten siehe 2.3. Ringvorspannung: meist mit Einzelspanngliedern, über 1/3 bis 1/2 des Ringumfangs geführt, von außen liegenden Lisenen gespannt. Damit verbundene Nachteile (lange gerade Spannglieder, Einleitung von Einzelumlenkkräften) durch Verwendung von kontinuierlich umlaufenden Spanngliedern mit Zwischenverankerungen vermeidbar. Andere Vorspannung durch radial aufgeweitete außen liegende konzentrierte Spannkabel mit nachträglichem Verbund (Faßreifenprinzip). Bei polygonaler Ringform mit Schaft auf Einzelstützen: Zusatzbiegung in Umfangsrichtung.</p>
Herstellung	<p>Sehr einfach und billig herstellbar auch bei Einbau einer nichttragenden Schicht mit <math>D = 2c</math> in der Sohlfuge. Polygonale Form: einfachere Schalung und Bewehrungsführung. Geneigte Oberseite: ohne Zusatzkosten herstellbar wenn <math>\alpha_0 \leq 20^\circ</math>.</p>	<p>Fundamentringherstellung einfach und billig mit geringeren Aushubmassen als bei der Platte. Schräglage der Fundamentsohle bei geringer Neigung einfach herstellbar. Übergangskonstruktion (doppelt gekrümmt) mit <math>\beta &gt; 5^\circ</math> erfordert sehr aufwendige Schalung.</p>

	3.3 Kreisring mit steiler Kegelschale und Druckplatte	3.4. Kreisring mit flacher Kegelschale und Druckplatte
<p>Formen</p>	<p><b>Grundform:</b></p>  <p>Fig. 7. Fernmeldeturm Frankfurt</p> <p><b>Varianten mit Aussteifungen:</b>  a) innere Kegelschale    b) Zylinderschale</p>  <p>Fig. 8. Fernsehturm Stuttgart</p>  <p>Fig. 9. Fernmeldeturm Hamburg</p>	<p><b>Grundform:</b></p>  <p>Fig. 10. Fernmeldeturm Kiel</p> <p><b>Varianten:</b>  a) Kegelschale direkt gelagert:</p>  <p>Fig. 11. Schornstein in Ungarn</p> <p>b) Tellerschale nach Havelka:</p>  <p>Fig. 12.</p>
<p>Tragverhalten, Konstruktion</p>	<p>Tragverhalten des Übergangstragwerks siehe 2.3.  Kegelschalenneigung: <math>40-60^\circ</math>  Druckplatte i.a. durch Treppenhaus bzw. Aufzugsschacht durchbrochen, entsprechend große Plattenstärke erforderlich. Durchbrüche durch Kegelschale möglichst nicht nahe der Druckplatte wegen großer Momente. Innere Schalenaussteifungen für antisymmetrische Lasten ("ringförmiger Hohlkasten") nach a) bzw. b) beteiligen sich nur zu 25-30% an der Lastabtragung. Vorspannung des Fundamenttrings wie 3.2.</p>	<p>Schalenneigung <math>\leq 30^\circ</math>; Tragverhalten und Sohldruckverteilung der Grundform ähnlich wie bei steiler Kegelschale (3.3), jedoch Zunahme der Druckkräfte in der oberen Platte, der Ringzugkräfte und Biegemomente. Varianten a) bzw. b) direkt gelagert ohne nichttragende Schicht. Dadurch Übergang zur Platte hinsichtlich Sohldruckverteilung. Randverstärkung und Radialrippen bei a) zeigen Schwierigkeiten bei Übertragung von Vorschlag b) in die Wirklichkeit. Variante b) daher nur bei mäßigen Höhen und Auskragungsverhältnissen realisierbar. Dann jedoch Kreisplatte (3.1) einfacher.</p>
<p>Herstellung</p>	<p>Herstellung der Grundform einfacher als kontinuierliche Aufweitung (Fig.4) und sehr steile Schale (Fig.5). Herstellung eines "ringförmigen Hohlkastens" wesentlich komplizierter, wobei Lösung Fig.9 mit dem Ziel der Vereinfachung von Fig.8 entstand.</p>	<p>Herstellung ist ähnlich einfach wie bei Kreisplatte (3.1), da gegen Boden betoniert werden kann. Im Schalenbereich ist Nackenschalung aber meist unvermeidbar. Herstellung der Rippen in Fig.11 sehr aufwendig.</p>

3.5. Tiefgründungen		Formen	Tragverhalten, Konstruktion
<p>a) Pfahlgründung eines Kreisrings</p>  <p>Fig. 13. Radarturm Bremerhaven</p> <p>b) Pfahlgründung einer Kreisplatte</p>  <p>Fig. 14. Fernmeldeturm Mannheim</p> <p>c) Vorgespannte Felsanker</p>  <p>Fig. 15. Fernmeldeturm Heubach</p>		<p><b>Pfahlgründungen:</b> bei sehr tief anstehendem Baugrund und/oder sehr hohem Grundwasserstand. Tragverhalten von a) entspricht dem von 3.3 mit elastischer Bettung entsprechend Pfahllängen und Baugrund. Lösung b) entspricht der elastisch gelagerten Kreisplatte (3.1) mit Vorspannung.</p> <p><b>Felsanker; dauerkorrosionsgeschützte Erdanker (c):</b> Aktivierung des anstehenden Felsmaterials für die Standsicherheit. Dadurch Fundamentringdurchmesser nicht größer als Schaftdurchmesser. Ähnliche Lösung möglich bei rolligem Baugrund mit dauerkorrosionsgeschützten Erdankern.</p>	
		Herstellung	
		<p><b>Pfahlgründungen:</b> Lösung b) einfacher herstellbar als a), wenn wie dort ein aufwendiges Übergangstragwerk entsprechend 3.3 erforderlich ist, um die Pfähle unterzubringen.</p> <p><b>Felsanker; Erdanker:</b> bei hoch anstehendem Fels bzw. gutem rolligem Baugrund sinnvoll und wirtschaftlich.</p>	

4. Wirtschaftlichkeitsvergleiche

4.1 Gründung bei geringem Nutzraumbedarf im Fundamentbereich

Für diese Gründung kommen bei gutem Baugrund Kreisplatten (nach 3.1) und Kreisringe mit flacher Kegelschale und Druckplatte (nach 3.4) in Frage:

Für den FMT Kiel (Fig. 10) wurde zum Vergleich ein Kreisplattenfundament (nach 3.1) berechnet. In Tab. I werden Abmessungen, Beton- und Stahlmengen einander gegenübergestellt:

	auf O.K. Fundament		D <sub>a</sub> = 2b [m]	D <sub>i</sub> = 2a [m]	2c [m]	h <sub>a</sub> [m]	h <sub>b</sub> [m]	B <sub>n</sub> 350 [m <sup>3</sup> ]	St 145/160 [t]	St III b [t]	Ideeller Stahlbedarf St III b [t]
	M [Mpm]	N [Mp]									
Flache Kegelschale (3.4.)	43800	10900	31,0	13,54	21,0	1,8	(1,4)	1435	52	130	310 *
Kreisplatte (3.1.)					12,75	4,0	2,0	2345	—	390	390

Tab.I \* Spannstahl im Verhältnis der β<sub>S</sub>-Werte umgerechnet

Beton und von rd. 80 t Bewehrungsstahl. Eingespart werden bei der Platte 2 m Aushubtiefe und die Nackenschalung, die zusammen aber den hohen Mehrverbrauch an Beton und Stahl nicht aufwiegen können.



#### 4.2 Gründung bei hohem Nutzraumbedarf im Fundamentbereich

Für diese Gründung kommen bei gutem Baugrund Kreisringe mit aufgeweitetem Schaft (nach 3.2) und Kreisringe mit steiler Kegelschale (mit und ohne Aussteifung) und Druckplatte (nach 3.3) in Frage.

Hier stehen zum Vergleich die Fundamentmassen ausgeführter Türme mit ähnlichen Abmessungen zur Verfügung (Tab. II), so daß Tendenzen hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit der verschiedenen Lösungen ablesbar sind.

		Kreisring mit sehr steiler Schale(3.2.)	Kreisring mit steiler Kegelschale und Druckplatte (3.3)	
		Fernsehturm Berlin-Ost (Fig.5)	Fernmeldeturm Frankfurt/M.(Fig.7)	Fernmeldeturm Hamburg (Fig.9)
auf O.K. Fund.	M [Mpm]	rd. 135500	175000	95000
	N [Mp]	rd. 22000	27500	20500
Fund. ring	D <sub>a</sub> [m]	rd. 41	48	41
	D <sub>i</sub> [m]	rd. 24	32	25
Übergangs- tragwerk	D <sub>u</sub> [m]	32,5	39,3	rd. 33
	D <sub>o</sub> [m]	17,5	20	16,5
	H [m]	rd. 23	15,2	rd. 10,5
	α <sub>k</sub> [°]	rd. 66	56	52
Gründungstiefe[m]		rd. 6,5	rd.18	rd. 13,5
Beton [m <sup>3</sup> ]		B450: 2730	Bn450: 5300	B300/B450: 3930
Spannstahl [t]		St 140/160: rd.35	St 145/160: 92	St 125/140: 58
BSt III [t]		rd. 490	rd. 335	rd. 395
Ideeller Stahlbedarf BSt III [t]		rd. 605	rd. 650	rd. 570

Tab. II

Der Vergleich zeigt, daß die Hamburger Lösung, berücksichtigt man ihre geringeren äußeren Schnittgrößen, den größten Verbrauch an Stahl und Beton hat. Die Berliner und die Frankfurter Lösung liegen im Materialverbrauch und im Nutzraumbereich nahe beieinander. Beim Vergleich ist aber zusätzlich folgendes zu berücksichtigen:

- die geringe Gründungstiefe des Berliner Turms und die deshalb höheren Erdauf-lasten bei den Türmen Frankfurt/M. und Hamburg
- die hohen Zusatzlasten bei den Türmen Frankfurt/M. und Hamburg aus den anschließenden Basisgebäuden
- die aufwendigere Herstellung der 23 m hohen Hyperboloidschale von Berlin gegenüber der einfacheren Herstellung der niedrigeren Kegel- und Zylinderschalen von Hamburg und Frankfurt/M.

#### 5. Empfehlungen für die Anwendung der verschiedenen Gründungsarten

Bei Türmen mit geringem Nutzraumbedarf im unteren Bereich ist die Fundamentausbildung mit flacher Kegelschale (nach 3.4) dem Kreisplattenfundament (nach 3.1) wirtschaftlich überlegen. Voraussetzung dafür ist, daß die Platte mit einer nichttragenden Schicht im Innenbereich versehen wird, um eine ähnliche Sohl-druckverteilung wie beim Kreisring zu erreichen.

Bei Türmen mit hohem Nutzraumbedarf im unteren Bereich sind die Lösung mit Kreisringfundament und langem Schaftübergangsstück (nach 3.2) und die Kegelschalenlösung ohne innere Aussteifung (nach 3.3) ungefähr als gleichwertig anzusehen. Bei der Entscheidung zwischen oberirdischer Aufweitung und unterirdischer Kegelschale spielen ästhetische Gesichtspunkte mit, die bisher in den meisten Fällen zugunsten der Kegelschalenlösung den Ausschlag gaben.

## ZUSAMMENFASSUNG

Einleitend wird auf die den Entwurf von Turmgründungen beeinflussenden Faktoren hingewiesen. Die in Frage kommenden Gründungsarten und ihr Tragverhalten werden erläutert. Anhand von Materialverbrauchswerten ausgeführter Turmgründungen werden Wirtschaftlichkeitsvergleiche angestellt und Empfehlungen für die Anwendung der verschiedenen Gründungsarten gegeben.

## SUMMARY

The factors governing the design of tower foundations are discussed. Types of suitable foundations and their load bearing behaviour are described. With the help of the quantities of steel and concrete of some actually built foundations their efficiency is compared and design criteria for the different types of foundations are proposed.

## RESUME

Les facteurs exerçant une influence sur le dimensionnement des fondations des tours sont discutés. Les divers types de fondations et leur comportement sont décrits. Les quantités de matériaux utilisées pour les fondations de tours effectivement réalisées permettent de faire des comparaisons de rentabilité et des recommandations concernant l'emploi des différents types de fondations.

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

**IVc**

**Structures des fondations pour les ponts de  
grande portée**

**Foundationen für weitgespannte Brücken**

**Foundation Structures for long span Bridges**

Leere Seite  
Blank page  
Page vide

## Les fondations profondes des pylônes du pont de Brotonne

Tiefgründung der Pylonen der Brotonnebrücke

The Deep Foundations of the Towers of the Brotonne Bridge

J.L. BRAULT  
 Professeur ENPC  
 Ingénieur D.D.E., Seine Maritime  
 Rouen, France

J. MATHIVAT  
 Professeur ENTP, Directeur des Etudes  
 Entreprises Campenon Bernard  
 Paris, France

Les fondations profondes des ponts de grande portée sont constituées généralement, soit de caissons, havés à l'air libre ou foncés à l'air comprimé, soit de pieux forés de diamètre égal ou supérieur à 2 m.

Si les appuis des ouvrages sont implantés en site terrestre, ou s'ils sont situés en site nautique, mais peuvent être reliés provisoirement à la rive par un remblai d'accès ou une digue, un autre type de fondation peut être envisagé. Il s'agit de colonnes cylindriques, de grandes dimensions, exécutées à l'abri d'un cuvelage autostable réalisé au moyen d'une paroi moulée.

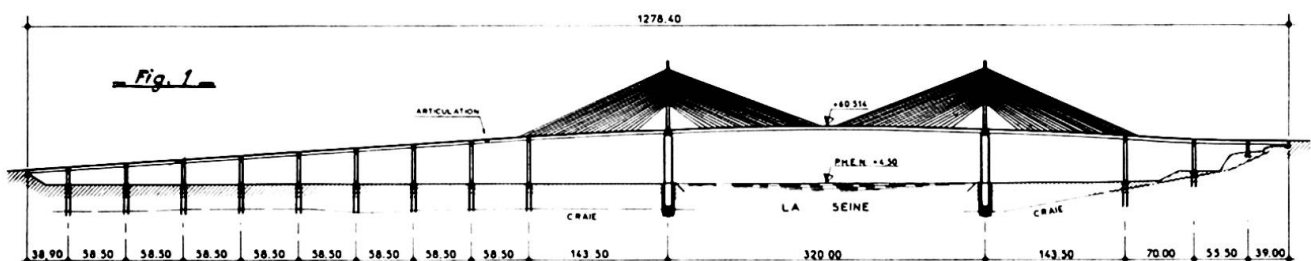
Cette solution présente plusieurs avantages :

- la fondation est massive et offre une excellente résistance vis-à-vis des chocs accidentels : corps flottants et convois fluviaux;
- sa structure est simple de conception et économique d'exécution; les bétons de fondation sont mis en oeuvre dans des conditions de fiabilité supérieures à celles des pieux;
- si le substratum est étanche, ou peut le devenir par un traitement approprié (tel des injections), elle permet une reconnaissance visuelle et une investigation géotechnique du terrain d'assise, pouvant conduire éventuellement à un ajustement du niveau de fondation.

L'objet de la présente communication est de décrire une solution de ce type qui a été retenue pour les fondations des pylônes du pont de Brotonne et d'analyser les enseignements qui peuvent être tirés de cette expérience.

### 1- Description des fondations du pont de Brotonne

Le pont de Brotonne, qui assurera le franchissement de la Seine entre Rouen et Tancarville, comprend dans sa partie centrale un pont à haubans en béton précontraint de 320 m. de portée qui constituera pour l'instant le record du monde des ouvrages de cette catégorie (fig. 1).



Son tablier est encastré élastiquement sur les pylônes par l'intermédiaire d'une couronne d'appui en néoprène fretté et sa suspension se compose de haubans multiples répartis disposés en éventail dans le plan médian de la structure.

Les pylônes sont fondés sur des colonnes cylindriques, partiellement évidées, de 35 m de profondeur. Ces colonnes ont été exécutées en coffrage glissant à l'intérieur d'une enceinte circulaire en paroi moulée, de 12,5 m de diamètre extérieur et de 0,80 m d'épaisseur, descendue jusqu'au substratum. L'enceinte, servant de batardeau, a été excavée, puis épuisée, les terrassements étant poursuivis à sec dans la roche saine en dessous de la paroi moulée sur environ 4 m (fig. 2).

Le projet de cet ouvrage, en particulier la conception des fondations des pylônes, a fait l'objet d'une variante, étudiée et proposée par l'Entreprise

Campeçon Bernard et retenue après appel d'offres par la Direction Départementale de l'Équipement de la Seine Maritime.

## 2- Reconnaissance géotechnique - Nature et caractéristiques des terrains de fondation

Les reconnaissances géotechniques, tant préalables qu'in situ, ont revêtu un caractère très poussé.

Lors de l'établissement du dossier d'appel d'offres, il a été effectué à l'emplacement de chacun des pylônes, implantés en bord de Seine :

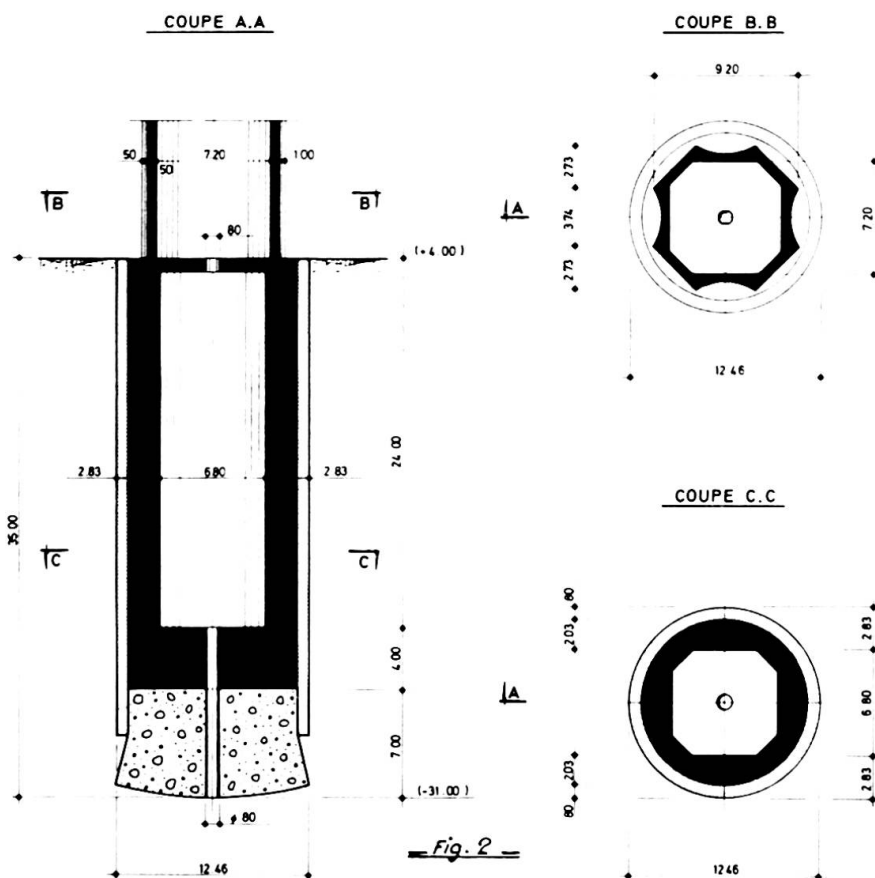
- 4 sondages verticaux dont :

- 2 forages carottés, en 116 mm de diamètre, avec essais de laboratoire sur les échantillons intacts prélevés;
  - 2 forages, en 64 mm de diamètre avec essais pressiométriques;
- 1 forage incliné à 30° sur la verticale et orienté vers le lit de la Seine, en 66 mm de diamètre.

Les quatre premiers forages ont atteint une profondeur de 50 m, le dernier étant arrêté 10 m plus haut.

Avant l'exécution des travaux, on a procédé à trois sondages complémentaires, disposés suivant un triangle équilatéral et complétés par des essais d'eau (essais Lugeon) destinés à évaluer la perméabilité du substratum.

Enfin, à partir du fond de fouille, trois essais pressiométriques de contrôle, réalisés sur 4 m de profondeur, ont confirmé les résultats de la campagne de reconnaissance initiale.



Au droit des fondations, les terrains rencontrés étaient les suivants :

de + 4 à - 13 : remblais, alluvions et limons;  
de - 13 à - 23 : alluvions sablo-graveleuses;  
à partir de - 23 : craie, d'abord altérée, puis de plus en plus consistante.

La cote de fondation théorique a été fixée dans la craie saine à - 31, c'est-à-dire à une profondeur de 35 m.

Les essais de laboratoire ont montré que la résistance à la compression simple de la craie saine était comprise entre 20 et 80 bars et sa résistance à la traction entre 5 et 10 bars, ce qui correspond à des caractéristiques mécaniques élevées :

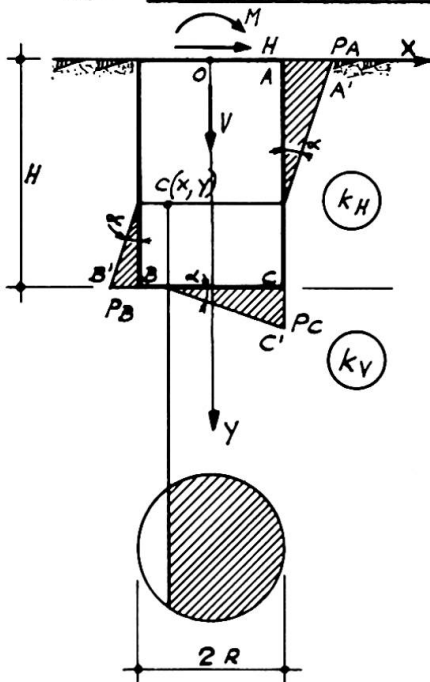
angle de frottement interne  $\varphi \geq 20^\circ$   
cohésion  $C \geq 5$  bars

La valeur minimale de la pression limite nette déduite des essais pressiométriques était égale à 45 bars.

L'altération de la craie se manifestait en profondeur par une fissuration de la roche, dont la forte perméabilité a été mise en évidence par les essais d'eau. Cette perméabilité a pu être réduite suffisamment pour permettre l'exécution à sec de la fondation, grâce à des injections au coulis de ciment comportant un rideau d'encagement extérieur prolongeant le cuvelage en paroi moulée et un fond étanche.

### 3- Stabilité et portance de la fondation

#### 3,1- Stabilité de la fondation



— Fig: 3 —

Compte tenu de ses dimensions (diamètre 12,5 m - hauteur 35 m), la colonne de fondation peut être considérée comme un massif cylindrique indéformable encastré dans le terrain. Ce massif est défini par son rayon R et sa hauteur H d'encastrement (fig. 3).

Sous l'effet des efforts appliqués, comprenant un effort vertical V, somme de la réaction exercée par la superstructure et du poids propre du massif, un effort horizontal H et un moment de renversement M agissant en tête, le massif va tourner d'un angle  $\alpha$  autour d'un centre instantané de rotation C.

On peut admettre que l'amplitude de cette déformation est suffisamment faible pour que le sol travaille dans la phase des déformations pseudo-élastiques. Les pressions exercées sur le sol seront alors supposées normales aux surfaces de contact (ce qui revient à négliger les frottements fondation-terrain) et proportionnelles aux déformations. D'où :  $p = kW$

k : module de réaction du sol  
p : pression exercée sur le sol  
W : déformation du sol

On distinguera deux modules de réaction : le module de réaction verticale  $k_V$  du terrain situé sous la base du massif et le module de réaction horizontale  $k_H$  du terrain entourant le massif, qui peut prendre plusieurs valeurs selon la nature des horizons traversés.

En supposant connues les coordonnées X et Y du centre instantané de rotation, on peut calculer les déplacements des points A, B et C du massif et les pressions PA, PB, PC qui s'y développent.



La résolution du problème se ramène alors à la détermination des trois inconnues  $\alpha$ , X et Y, pour laquelle on dispose des trois équations d'équilibre du massif.

Dans le cas du pont de Brotonne, le calcul a été effectué sur ordinateur, en considérant que le sol était constitué de trois couches de caractéristiques différentes et en négligeant les terres situées entre le niveau du terrain naturel + 4 et le plafond de la Seine - 5 (mort terrain). Le niveau de la nappe phréatique a été supposé à + 4.

On a représenté sur la figure 4 les résultats obtenus pour le cas de charge créant les contraintes extrêmes maximales sous la fondation (charges permanentes effets thermo-hygro-métriques et vent transversal). La compression maximale sur la craie atteint alors 24 bars, pour une rotation du massif de  $1,4 \times 10^{-3}$  radian. La compression moyenne maximale est égale à 16 bars sous surcharges d'exploitation.

Sur la partie droite de la figure a été tracé le diagramme des moments de flexion le long de la colonne. On constate que le moment de flexion à la base de la fondation est égal à une fraction relativement faible du moment des forces appliquées, environ le quart dans le cas considéré; cette valeur pouvant même devenir négligeable, si la hauteur de la colonne augmente ou si la raideur du terrain croît.

La rigidité de ce type de fondations est donc telle qu'elle limite les déplacements de l'ouvrage, vis-à-vis des efforts transversaux climatiques (vent) ou exceptionnels (chocs de bateaux dans le cas de fondations en rivière) tout en s'accommodant dans le sens longitudinal d'un encastrement élastique du tablier sur les piles.

Le calcul précédent supposant que le sol travaille dans le domaine des déformations pseudo-élastiques, il convient de vérifier, d'une part, que les pressions latérales sont inférieures aux limites pseudo-élastiques et, d'autre part, que les contraintes sur la base demeurent inférieures au tiers des contraintes de rupture.

### 3,2- Portance de la fondation

La contrainte de rupture  $q$  de la craie à la base de la colonne peut se déduire des caractéristiques pressionométriques :

$$q = q_0 + K (p_1 - p_0) = 70 \text{ bars}$$

avec :

$$p_1 - p_0 = 45 \text{ bars}$$

$$q_0 = 3 \text{ bars}$$

$$K = 1,5$$

La contrainte admissible est donc égale à 24 bars.

La détermination de la force portante de la fondation à partir des essais en laboratoire ( $\varphi = 20^\circ$ ,  $C = 5 \text{ bars}$ ) conduit à des résultats plus favorables :

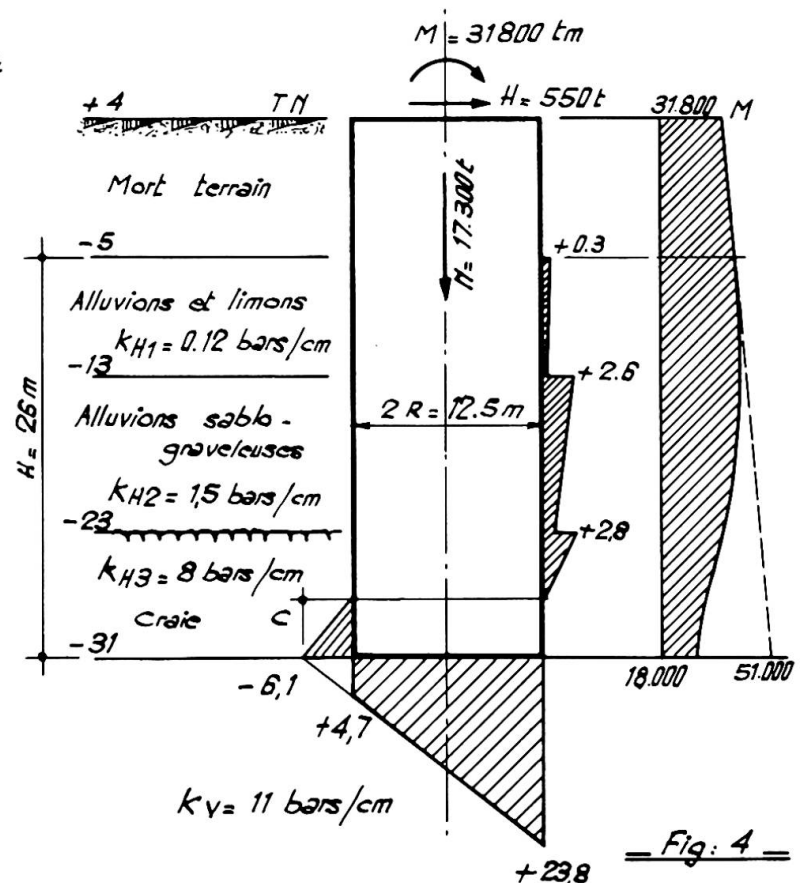


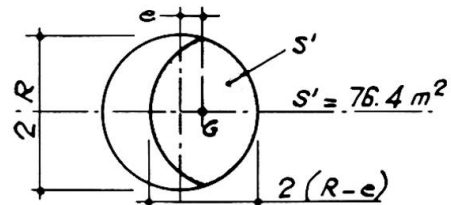
Fig: 4

$$q = \gamma h \beta_q N_q + C \beta_c N_c = 99 \text{ bars avec :}$$

$$N_c = 14,8 \quad \beta_c = 1$$

$$N_q = 6,4 \quad \beta_q = 1,3$$

$$\gamma = 1 \quad h = 35 \text{ m}$$



La contrainte admissible est égale à 33 bars pour un taux de travail du sol de :

$$\frac{17.300}{76,4 \times 10} = 22,6 \text{ bars}$$

Bien que la méthode pressiométrique soit plus sûre que les essais en laboratoire - ceux-ci ne portant que sur des échantillons intacts prélevés par conséquent dans les zones les plus saines de la craie, alors que le pressiomètre mesure plutôt les horizons les plus déformables de la roche - nous pensons que les fondations sur colonne profonde, encastrée dans le terrain, peuvent profiter pleinement du pouvoir porteur élevé du substratum. En effet, le moment de flexion transmis à la base de la fondation est réduit dans de fortes proportions par les réactions latérales du terrain, alors que l'effort normal est diminué également par les frottements fondation-terrain, qui ont été négligés dans les calculs précédents. Des contraintes moyennes plus élevées pourraient probablement être admissibles, si on pouvait réduire les dimensions de la fondation sans augmenter trop les déformations qui en résulteraient au niveau du tablier.

4- Problèmes d'exécution - Incidents

4,1- Exécution du cuvelage

Le cuvelage, de forme circulaire, travaille en anneau. En limitant, pour des raisons de stabilité élastique, la contrainte de compression du béton à 40 bars, une paroi moulée de 0,50 m. d'épaisseur suffirait. Pour se prémunir contre les imprécisions du forage, pouvant entraîner une ovalisation de la paroi, et le risque d'efforts de flexion parasites provenant d'une répartition inégale des pressions du terrain, il ne semble pas souhaitable de descendre en dessous de 0,60 m. Au pont de Brotonne, on a préféré exécuter une paroi non armée de 0,80 m. d'épaisseur plutôt qu'une paroi armée de 0,60 m. d'épaisseur.

Certains panneaux des parois moulées ont cependant subi des déviations qui conduisaient à un funiculaire de compression poussant au vide. Ces déviations dues, soit à un incident de bétonnage lors de la réalisation des joints entre panneaux, soit à la rencontre d'un point dur sous la benne de forage, ont nécessité des travaux confortatifs.

Ces travaux ont revêtu deux aspects :

Pour le pylône Rive Gauche, où deux panneaux seulement avaient dévié sur les 7 derniers mètres de la paroi - c'est-à-dire au niveau de la craie - un renforcement partiel a été effectué au droit des panneaux concernés. La continuité du cuvelage a été rétablie par bétonnage d'un élément intérieur lié à la paroi moulée par des armatures passives scellées dans cette dernière. La stabilité de forme du cuvelage était

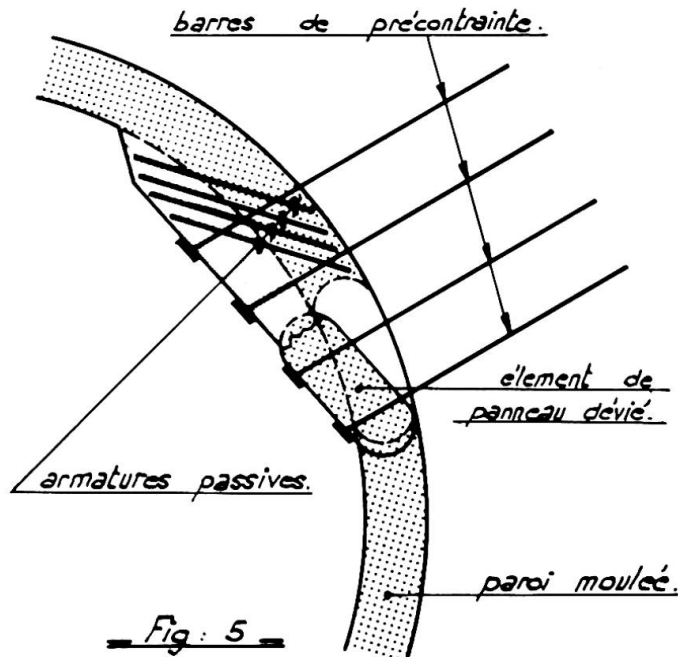


Fig: 5

assurée par des barres de précontrainte ancrées dans la craie et reprenant la poussée au vide (fig. 5).

Pour le pylône Rive Droite, par contre, il s'est révélé nécessaire de procéder à un renforcement général au moyen de cerces concentriques à la paroi. Les premières déviations se sont en effet produites au niveau des couches superficielles dans lesquelles il était aléatoire de s'ancrer. Un blindage intérieur continu a donc été réalisé jusqu'à l'intérieur de la craie franche par l'intermédiaire de cerces de 2 m. de hauteur, bétonnées au fur et à mesure de l'avancement du terrassement.

Le cuvelage a été exécuté par la Société Solétanche.

#### 4,2- Terrassements et superstructures

Le terrassement des colonnes s'est déroulé dans des conditions satisfaisantes au moyen d'un chargeur descendu au fond de la fouille, l'extraction de la craie ayant toutefois nécessité l'emploi d'un dérocteur.

Pendant l'exécution des terrassements, les fouilles ont pu être maintenues à sec par pompage, les débits d'eau en fin de travaux variant d'une colonne à l'autre de 50 m<sup>3</sup>/h à 105 m<sup>3</sup>/h. Afin d'éviter le risque de désagrégation de la craie à la base de la paroi moulée par suite des venues d'eau, le bouchon de béton inférieur de chaque colonne a été exécuté sous l'eau au tube plongeur, après contrôle du fond de fouille.

La superstructure des colonnes a ensuite été bétonnée à sec, à l'intérieur de coffrages glissants.

#### 5- Conclusions

La solution décrite permet de fonder économiquement des charges importantes (de l'ordre de 20.000 t. dans le cas du Pont de Brotonne) à de grandes profondeurs. De caractère massif, elle est plus résistante aux efforts horizontaux qu'une fondation sur pieux, et d'exécution plus sûre qu'une fondation sur caissons havés, dont la descente au niveau souhaité, est souvent difficile. Elle constitue donc une solution intéressante pour les fondations des ponts de grande portée.

#### RESUME

Les pylônes du pont de Brotonne, ouvrage haubanné de 320 m de portée centrale, sont fondés sur des colonnes cylindriques de 35 m de profondeur exécutées à l'abri d'un cuvelage autostable en paroi moulée servant de batardeau. La description de ce type de fondation, l'étude de sa stabilité et de sa portance, ainsi que l'analyse des conditions d'exécution sont traitées par les auteurs.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Die Pylonen der Brotonnebrücke, einer Schrägseilbrücke mit einer Mittenstützweite von 320 m, sind auf 35 m hohen zylindrischen Säulen im Innern einer selbsttragenden aus Schlitzwänden erstellten, als Fangdamm dienenden Rüstung fundiert. Der Artikel dieses Gründungssystems behandelt vor allem seine Tragfähigkeit sowie die Ausführungsbedingungen.

#### SUMMARY

The towers of the Brotonne Bridge, a cable-stayed bridge with a 320 m center span, are founded on 35 m cylindrical columns; these are constructed within a self-supporting slurry trench wall acting as cofferdam. In this article the authors have mainly dealt with this type of foundation, its bearing capacity and the construction conditions.

## Multi-columns Foundation for the Tower Piers of a Suspension Bridge

La fondation en colonnes multiples pour les pylônes d'un pont suspendu

Gründung der Pylonen einer Hängebrücke mittels einer Vielzahl von Stützen

MASAMITSU OHASHI  
Dr., Manager

SATOSHI KASHIMA  
Dr., Design Engineer  
Honshu-Shikoku Bridge Authority  
Tokyo, Japan

OSAMU YOSHIDA  
Design Engineer

### 1. Introduction

Japan is an island country composed of four major islands and a few thousand of small islands. Bridges linking the islands have already been constructed over some straits. In area of the straits where the water is deep and the tidal current is fast, it is difficult to construct conventional solid foundations for the longer span bridges. Thus multi-columns foundation systems have recently been applied in these areas for the bridge foundations. A multi-columns foundation is a type of piled foundation, wherein columns are extended above water level and connected to a slab. Table 1 shows some examples of bridge constructed of the multi-columns foundation type.

The survey and research for the bridges linking two of the major islands (Honshu and Shikoku) was initiated almost 20 years ago and as a results of being near its conclusion, the construction of one of these bridges has recently been undertaken. The Honshu-Shikoku Bridge system over the straits of Seto Inland Sea will contain about 20 long span bridges, including suspension, truss, and arch bridges.

According to the plan, a multi-columns foundation will be used for one of the suspension bridges (Ohnaruto Bridge). The construction site of the Ohnaruto Bridge foundation is to be located in a fast current. In the planning and preliminary designing stages, research was conducted to check the applicability of multi-columns foundations for the suspension bridge towers, including investigation of the static and dynamic behavior of the foundation.(1,2) In addition to our research, some applied experience was obtained by the construction of the multi-columns foundation for the longer span bridge, Ohshima Bridge, which is a 3 span (100-200-100 m) continuous truss bridge constructed by the Japan Highway Public Corporation.(7)

### 2. Outline of Ohnaruto Bridge

Ohnaruto Bridge is a combined road and railroad bridge as shown in Fig.1. Fig. 2 shows the general view of the multi-columns foundation for Ohnaruto Bridge.

The main characteristics of the design condition at this construction site are as follows:

Table 1 Bridges Constructed on the Multi-Columns Foundation

Name of Bridge	Biwako Bridge	Aoyagi Bridge	Katakami Bridge	Ohshima Bridge
Owner	Siga Prefecture	Gifu Prefecture	Okayama Prefecture	Japan Highway Public Corporation
Year of Completion	1964	1971	1974	1976(Expected)
Total Length of Bridge (m)	1350.0	185.75	520.0	725.0
Span Length of Bridge (m)	95-140-95, Others	20.6, 54.5-54.5-54.5	94-160-120-100	200-325-200
Type of Bridge	Continuous Steel Girder	Composite Girder, 3 Cont. Steel Girder	4 Continuous Steel Box Girder	3 Continuous Truss Girder
General View of Foundation				
(Ground Condition)	(Sandy Silt)	(Sandy Mudstone)	(Weathered Rhyolite)	(Granite)
Natural Period of A Foundation (sec)	1.0	0.42	0.83	0.68

\* All these details are taken from the plans of each bridge.

- (a) Depth of water: 3 m
- (b) Speed of tidal current: 5 m/s
- (c) Wind speed: 72 m/s
- (d) Ground condition: Sandstone

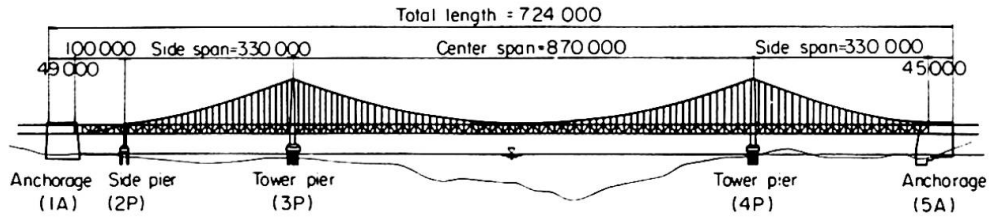


Fig. 1 General view of Ohnaruto Bridge Unit mm

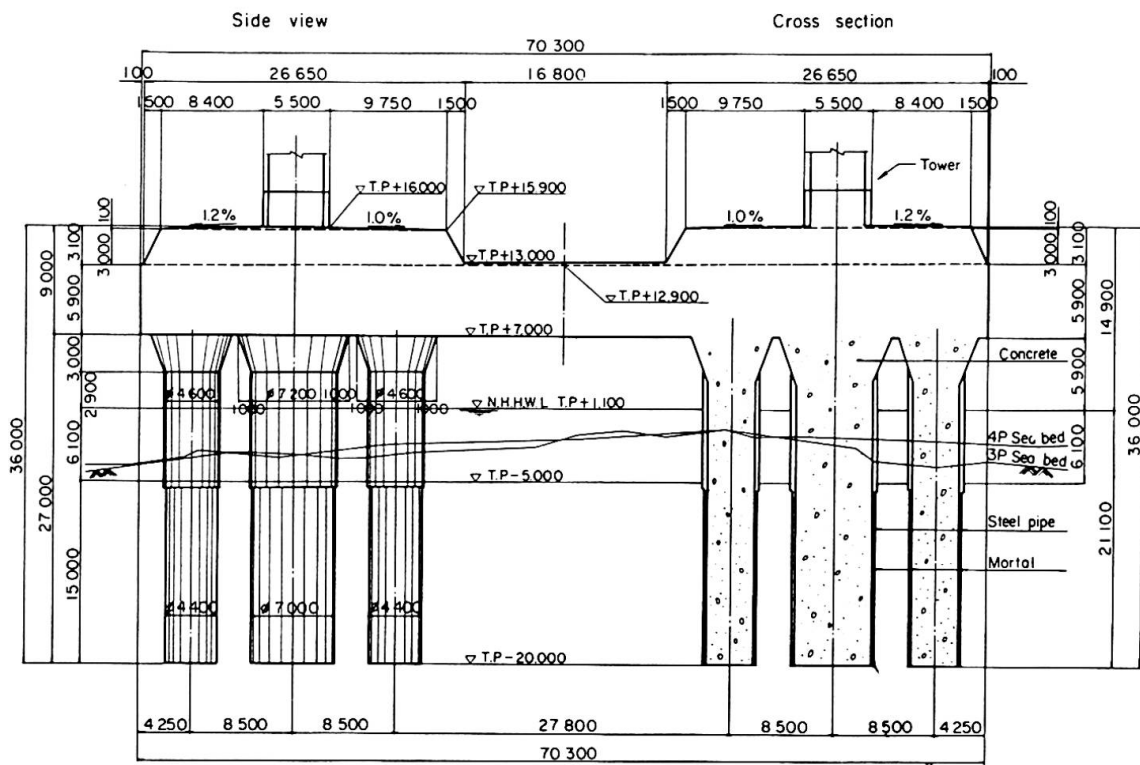


Fig. 2 General view of multi-columns foundation

### 3. Structural character of multi-columns foundation

A multi-columns foundation has more complicated interaction with the ground, as compared to a conventional solid foundation. It is quite complex to estimate the spring constant and bearing capacity of each column, and then combine the data to determine their interaction as a unitary group of columns. It is also difficult to consider the deep slab effect in the structural analysis and to specify the mass effect of the ground and dumping constant in the calculation of stability during an earthquake. Taking into account all these factors, it seems that a multi-columns foundation can best be analyzed by conceptualizing it as a space frame, as shown in Fig. 3. When a multi-columns foundation is conceptualized and analyzed as a space frame, it is very important to properly define the effective width of the beam and the rigidity of the connection between the beams and columns and to consider the shear deformation of the individual members.

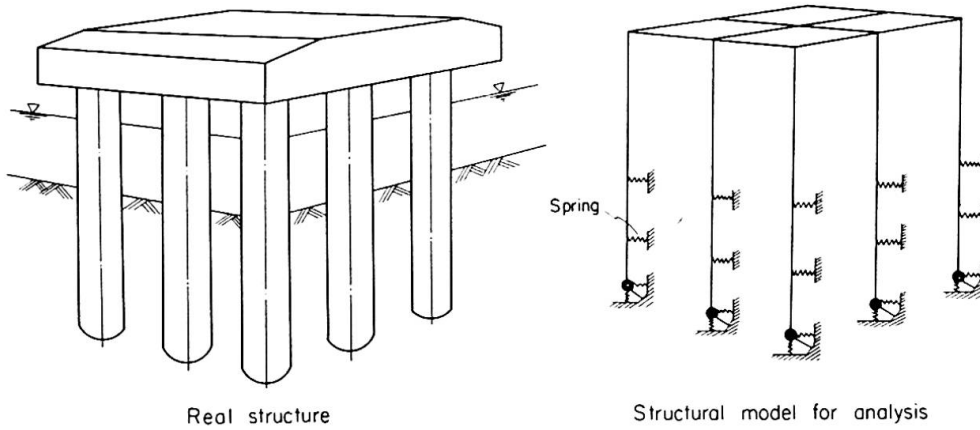


Fig. 3 Simplification of multi-columns foundation for analysis

In order to check the above mentioned method of analysis, some experimental models were built and tests were carried out upon them. Fig. 4 shows the large scale dynamic test model wherein a multi-columns foundation was set on the acrylic amide grouting gel connected to the shaking table.(1,2) In this test, the behavior of multi-columns foundation model was compared with that of a solid foundation model, by measuring the effect of ground deformation and coupled vibration of the tower and foundation. Additionally, dynamic tests of small scale models on sand and large scale models on the real ground were performed.(1, 2,4)

Statical tests of models constructed wholly of reinforced concrete were also performed to determine the load distribution on each column (see Fig. 5).(2)

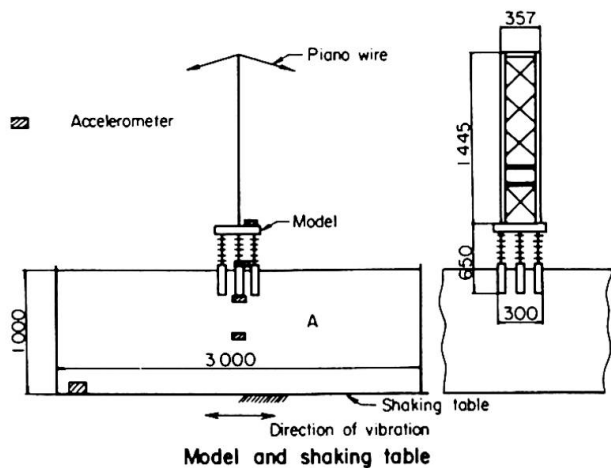
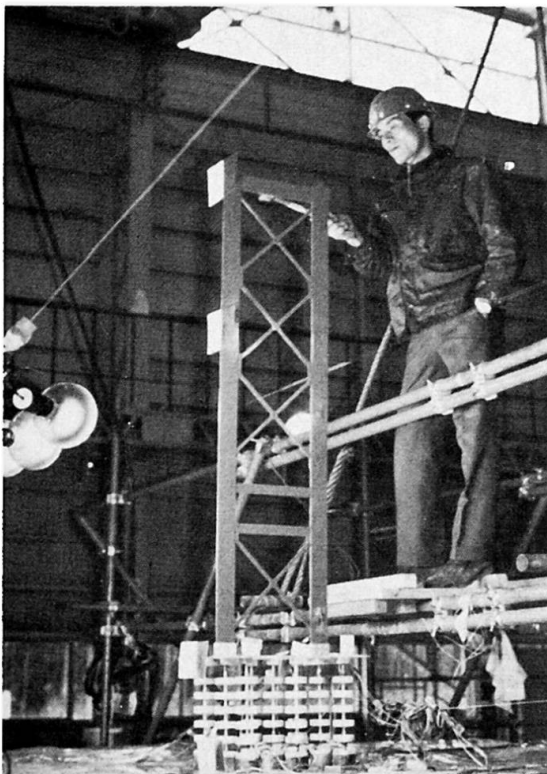


Fig. 4 Dynamic loading test for the tower pier model

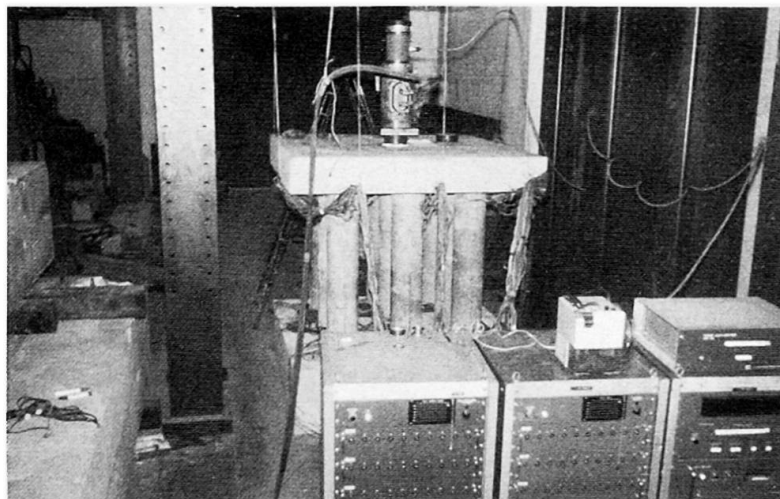


Fig. 5 Static loading test for the multi-columns foundation model

The followings were derived from the experiments:

(a) Although the deformation of the multi-columns foundation is larger than that of the conventional solid foundation, that effect at the tower top is negligible as shown in Fig. 6.

(b) The natural frequency of a multi-columns foundation is higher than that of a solid foundation which is designed to meet the same design conditions, because the weight of the multi-columns foundation is lighter than that of the solid foundation.

(c) Dynamic analysis of tower and multi-columns foundation can be done individually because of the large difference in their natural frequencies.

(d) The first mode of vibration occurs far more often than the others, because the top slab of the foundation is heavy.

(e) A multi-columns foundation can be analyzed as a space frame by the top slab to be a grid beam.

(f) It is assumed that the horizontal spring constant of the ground to the multi-columns foundation is equal to that of one column multiplied by the number of columns.

Therefore the design of the multi-columns foundation is considered to be reasonable as determined by these various experiments. The vibration tests on the foundations of the Katakami Bridge and Ohshima Bridge showed that it is a practical and feasible structure. (3, 8)

#### 4. Conclusion

It is practical and feasible to use the multi-columns foundation for the suspension bridge tower. The design procedure has been determined by both

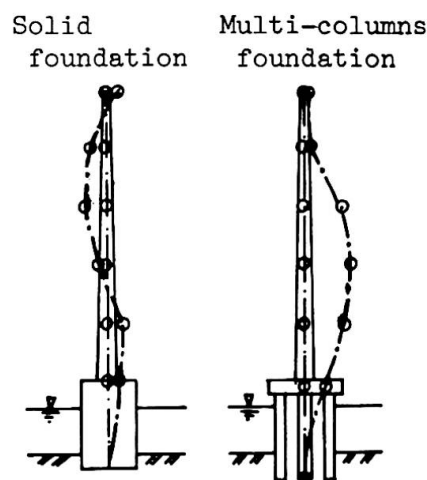


Fig. 6 Typical deformation of tower pier foundations



theoretical and experimental study and expanded upon by actual and increasing construction experience with that gained by various other construction entities.

## 5. Acknowledgements

The authors would like to acknowledge Mr. K. Komada, chief of the Design Section of Honshu-Shikoku Bridge Authority, for his help in writing this article.

## 6. References

- (1) Honshu-Shikoku Bridge Authority, Annual Research Report (1971) of the Honshu-Shikoku Bridge Projects, Tokyo, March 1972.
- (2) Honshu-Shikoku Bridge Authority, Annual Research Report (1972) of the Honshu-Shikoku Bridge Projects, Tokyo, March 1973.
- (3) Akihisa, S., "Design and Construction of Katakami Bridge," Bridge Engineering, Vol. 77, November 1975.
- (4) Takada, T., "Dynamic Tests of Multi-Columns Foundation," Tsuchi to Kiso, Vol. 20, No. 7, July 1972.
- (5) Kawashima, T., and Nishida, S., "Construction of Multi-Columns Foundation for Aoyagi Bridge," Bridge and Foundation Engineering, Vol. 4, No. 12, December 1970, pp. 35-40.
- (6) Tada, H., "Structural Character of Multi-Columns Foundation," Bridge and Foundation Engineering, Vol. 6, No. 9, September 1972, pp. 7-14.
- (7) Numata, K., and Okadome, H., "Construction of Ohshima Bridge Substructure (Multi-Columns Foundation Type)," Bridge and Foundation Engineering, Vol. 9, No. 2, February 1975, pp. 8-16.
- (8) Japan Highway Public Corporation, Report of Vibration Test for Ohshima Bridge (Substructure), Tokyo, March 1975.

## SUMMARY

The multi-columns foundation has been recently developed as a foundation to be utilized in construction across deep and fast straits. Applicability of such a foundation to the suspension bridge tower pier has been studied by theoretical analysis and model tests. It is concluded that the multi-columns foundation system for the suspension bridge tower pier is practical and feasible to use.

## RESUME

La fondation de pylônes avec colonnes multiples a été développée récemment comme fondation de ponts de ponts à travers des détroits profonds et à courants rapides. Une analyse théorique et expérimentale avec modèles devait étudier son utilisation possible comme fondation des piles principales de ponts suspendus. Les conclusions montrent que la fondation en colonnes multiples est une solution pratique et réalisable dans ce cas.

## ZUSAMMENFASSUNG

Die Gründung mittels einer Vielzahl von Stützen wurde in letzter Zeit für tiefe Meerengen mit erheblicher Strömung entwickelt. Die Anwendbarkeit einer solchen Gründung wurde durch Theorie und Modellversuche überprüft. Es zeigte sich, dass eine Gründung von Pylonen von Hängebrücken mittels einer Vielzahl von Stützen ausführbar ist und Vorteile bietet.

Deep Column Foundations of Large Bridge Piers

Fondations tubulaires profondes de ponts de grande portée

Tiefgegründete Stützenfundamente für Pfeiler von Grossbrücken

K.S. SILIN

Doctor of Technical Sciences, Professor

CNIIS of the Ministry of Transport Construction

Moscow, USSR

N.M. GLOTOV

Candidate of Technical Sciences

V.N. KUTZENKO

Candidate of Technical Sciences

Glavmostostroy of the Ministry of Transport Construction

Moscow, USSR

G.P. SOLOVYEV

Candidate of Technical Sciences

Glavmostostroy of the Ministry of Transport Construction

Moscow, USSR

Reinforced concrete columns of thin wall hollow piles filled with concrete and bore piles (columns) with enlarged bases are widely used in the USSR as bridge foundations. Out of a great number of bridges recently constructed in the USSR the practice of erecting two exceptional bridges is of big interest. One of the bridges was erected on column foundations 3 m in dia socketed into bedrock, the other - on batter columns 1,4 m in dia with enlarged bases 3,5 m in dia embedded into compact clay.

The first railway bridge is made of seven steel spans each 158 m long mounted on piers in water. The river bed at the bridge crossing consists of alluvial gravel and sand deposits over inclined rock layers with ultimate compressive strength 300 to 1400 kgf/cm<sup>2</sup>. The alluvial deposits over the rock surface is 2 to 30 m thick. The river bed is about 22 m deep. The water level at high water rise<sup>s</sup> up to 8-10 m.

Foundations are designed as vertical columns made of 3 m reinforced concrete tubes filled with concrete. Because of inclined strata of rocky soils the foundation columns of two piers rest on gravel grounds (Fig. 1) and other five piers rest on bedrock (Fig. 2). Each column is loaded by 2500-30000tf, this load depends on the number of columns in a foundation.

Reinforced concrete pipes for columns were assembled section by section each 6 m long. Section flanges are fastened to each other with bolts. Pipe walls are 12 cm thick.

Sections are reinforced with a row of bar each bars being 25 mm in dia. Bars are welded to section flanges. Compressive strength of concrete is  $400 \text{ kgf/cm}^2$ . Flanges are welded at plants.

To install foundations means :

- to fabricate pipes ;
- to socket them into ground ;
- to spoil ground soil from the pipe ;
- to drill a hole in bedrock ;
- to fill holes with concrete mixture ;
- to cast foundation slab.

Pipe sections were fabricated in vibrating forms at a bridge site casting yard. Finished sections are delivered to assembly line and then they are transported to the installation site by pontoons.

To provide for designed in plan position of piles they were driven into soil (where each foundation is to be installed) through a template its preset designed in plan position being fixed.

The piles were embedded into soil with the help of a vibrating unit whose disturbing force was equal to 280-340 tf. Vibrating unit was fastened to the top of a pile with a clamping cap.

At the first stage the piles were driven by vibrating unit at a rate of 1.5 - 2 m/min, if in the pile hole there was a soil core 2 - 3 m high. As long as the core grew up the rate of penetration was cut down to 1.0 - 0.5 m/min. The rate of penetration through the bottom stratum of dense gravel soils was less than 0.1 m/min even at the absence of a core.

To increase the rate of penetration through such of soils they were spoiled below the pile edge for 0,8-1,2 m. Under these conditions pile sections were filled with water to a level higher than that of the river surface for 4-5 m, thus resulting in extra hydrostatic pressure which served as a barrier against possible collapse of cohesionless soils in the uncased hole. That extra pressure was kept up all the time the pile was driven to a design elevation.

So as to install foundations for five river piers the piles were driven down through alluvial deposits to the very bedrock surface. The rock then was drilled through the pile hole for the depth of 3-3.5 m. Diameter of the drill hole was 2.6 m. It was furnished with reinforcing bars and filled with concrete mixture with the purpose of to anchor columns into rocks so that they could sustain designed loads. The holes in the bedrock for the pile base were drilled by the RTB-2600 drilling machine developed at the All-Union Research Institute for Boring Equipment of the Ministry of Oil Industry of the USSR. The machine consists of four turbo-drills which are in mass production for oil industry. They are unified into a fixed plain structure. These turbo-drills operate at a time, the fourth one without a bit is reserve. External turbo-drills are fit with cone bit 490 mm in dia, internal one - 750 mm. The turbo-drills are driven with water which is pumped through hoses under pressure of 30-50 kgf/cm<sup>2</sup>.

In the course of drilling small particles of broken rock were pumped out with water. Coarse particles were periodically sucked with air-lift. Altogether 50 holes for foundations were drilled, average rate of drilling being 0.4 m/hr.

Every hole drilled to a design elevation was cleaned of muck. The reinforcing cage was then installed into the pile and hole and the concrete was poured down through a tremie. A special pipe with a hopper at its bottom end was pushed down the hole to clean it completely.

At a pressure of 7 kgf/cm<sup>2</sup> the water was pumped down through the pipe, sucked with the muck into the hopper and settled down there.

The concrete mixture was poured through a tremie 0.3 m in dia at a depth of 28 m.

The quality of concrete laid down into holes was checked due to test results of samples prepared from bored cores. According to compression test data the concrete strength was about 210 to 410 kgf/cm<sup>2</sup>. Designed compression grade is 200.

It took 3-4 days to install a column 3 m in dia and fix it into bedrock.

The columns driven to design elevation and filled with

concrete were coupled by a foundation slab which served as a base for a cast-in-place concrete pier.

Foundations made of batter columns with enlarged base were implemented in a railway bridge over a broad river in a northern zone of the country.

Under the bridge area lies a stratum of fine-grain sands 10-25 m thick over Paleogene clays of stiff plastic consistency with a safe pressure of  $6 \text{ kgf/cm}^2$ . The river depth at low water is 5-9 m, at high water 10-14 m. The bridge erected the river bed at piers will be washed out to a depth of to 12 m.

Each of 13 river piers bears a span structure 132 m long. Foundations of river piers are made of batter bore columns 1.4 m in dia (rate of batter from 15:1 to 5:1) with enlarged base 3.5 m in dia embedded into Paleogene clays at a depth of 40 m from low water level (Fig. 3).

Every column is armed with a reinforcing cage 1.16 m in dia, 25 m long. Every cage is made of bars 28 mm in dia and spirals 15 cm in pitch.

Upper part of columns at a depth of 12 m. below the foundation slab is encased with a steel pipe (its wall is 10 mm thick) to protect concrete columns from sand abrasion at high water.

Compressive strength of concrete used in columns and foundation slabs is 400.

Designed load per each column is 800 tf. Static tests of columns proved that the bearing capacity of columns in soils is twice more than the designed load on a column.

Complex of operations in erecting each foundation comprised as follows :

- preparation of construction site for boring equipment ;
- drilling of holes ;
- installation of reinforcing cages ;
- pouring of concrete into holes ;
- excavation of pits and concreting the slab.

Boreholes were drilled with a mobile drilling machine consisted of a pile driver (lifting capacity 20 t) with a jib 35 m long containing a drilling mechanism with a motor and a hollow rod 40 m long. At the bottom of the rod is fastened an auger bucket of  $1 \text{ m}^3$  of capacity. At the top of the bucket there are blades of expander with a hydraulic drive to close and open them.

Holes were drilled with a cyclic procedure. First they were drilled at a depth of 0.6-0.7 m, then the soil was excavated. In the process of drilling the holes were filled with bentonite slurry to protect the hole from possible sand slides. Then the hole was filled with a reinforcing cage and concrete mixture.

The top of the borehole was encased with a ring 1.7 m in dia to prevent its walls from failure.

While drilling deep there was a fear that the batter holes would be deflected. Therefore after drilling is over their alignment was checked with a special device which is widely used in oil drilling.

As observations showed the hole axis at its bottom was declined from the straight line usually for 40 cm per 40 m of the hole length, which was considered as quite normal.

These deflections might have been much more if there have not been two centralizers fixed along the rod of the drilling machine.

After measuring deflections in every hole they (holes) were arranged with a reinforcing cage and casted with concrete mixture through a 0.3 m dia tremie.

It took 1-2 days to mount a pile. A foundation pit done the upper part of all concrete columns were cut for 0.7-0.8 m to remove weak concrete with grains of broken muck.

The foundation slab then was laid down in accordance with a well known technology of erecting a bridge foundation slab made of cast-in-place piles.

#### SUMMARY

The article deals with the conception and execution of two large bridges. In one of them the foundations were made of columns 3 m in diameter stocketed into bedrock. In the other case they were made of bore piles 1.4 m in diameter with an enlarged base 3.5 m in diameter embedded into clays.

#### RESUME

La conception et l'exécution de deux grands ponts sont décrites. Les fondations de l'un de ces ponts reposent sur les faisceaux de pieux tubulaires de 3 m de diamètre et les fondations de l'autre consistent en pieux forés d'un diamètre de 1.4 m à base élargie de 5 m de diamètre, enfoncés dans l'argile.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Konzept und Herstellung von Fundamenten für zwei Grossbrückenbauten werden beschrieben. Bei einer der Brücken besteht die Gründung aus im Fels eingespannten Pfählen von 3 m Durchmesser. Die zweite Brücke ruht auf in lehmigen Böden eingebrachten Bohrpfählen von 1.4 m Durchmesser mit Fussverbreiterung auf 3.5 m.

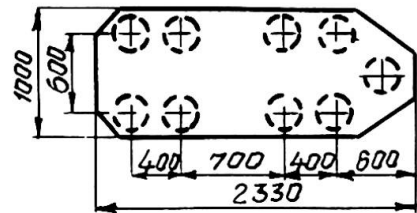
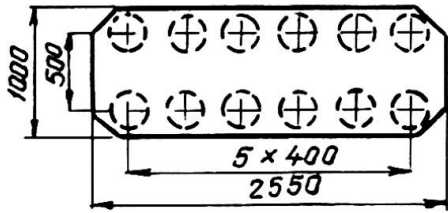
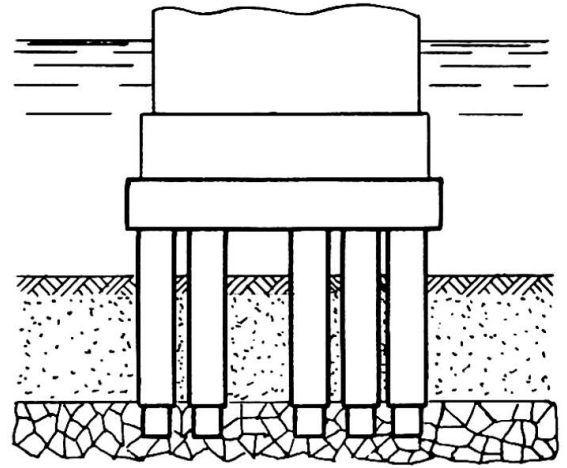
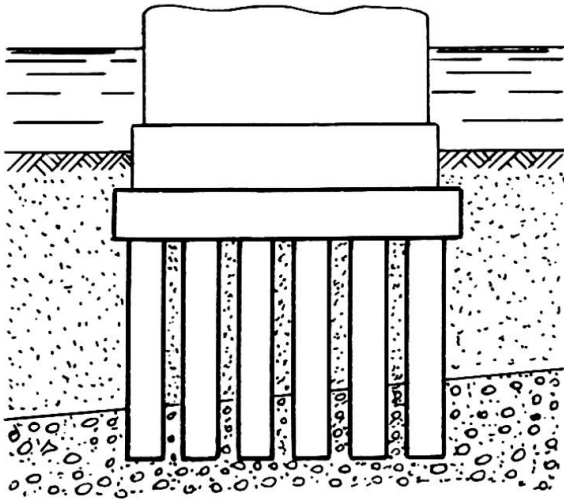


Fig. 1

Fig. 2

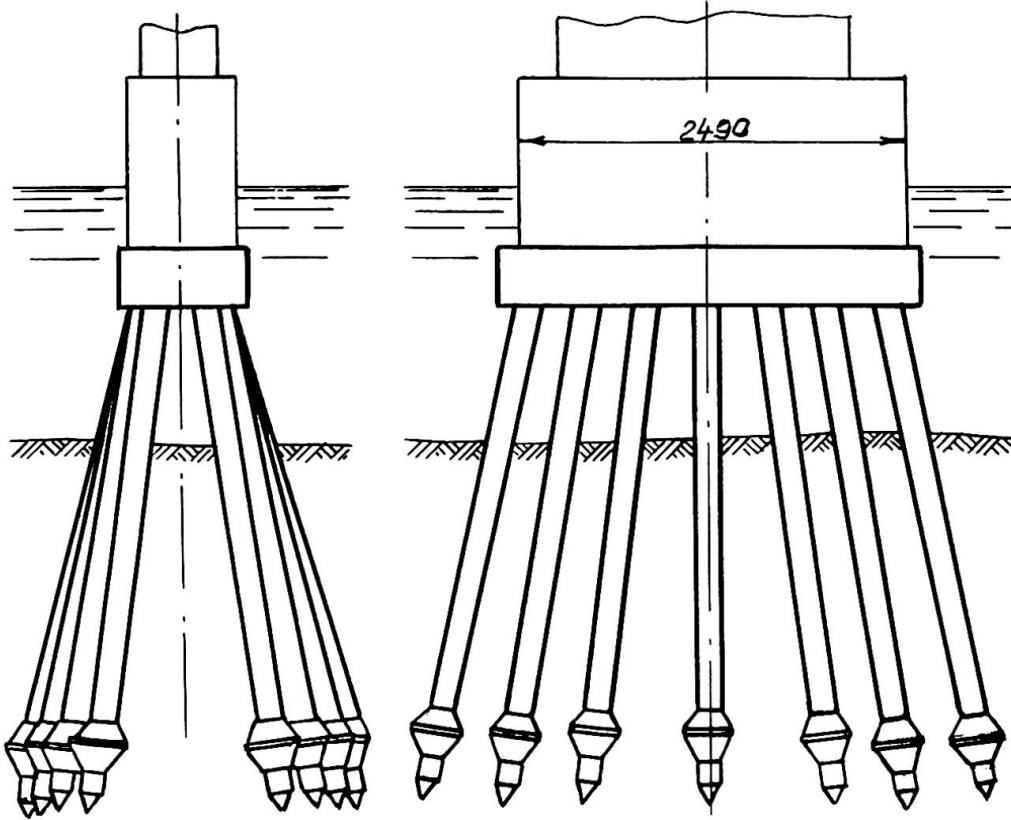
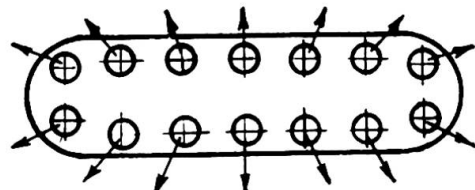


Fig. 3



## Sheet Pile Foundation and Design Method

Fondations en palplanches et dimensionnement

Spundwandgründungen und deren Bemessung

TADAYOSHI OKUBO KEIICHI KOMADA KANAME YAHAGI MICHIO OKAHARA  
Public Works Research Institute, Ministry of Construction  
Tokyo, Japan

### 1. INTRODUCTION

For the construction works in water cofferdam cells are generally needed so that they can be performed in the dry. In the design of cofferdam cells consideration must be given to the dimension of the area to be drained and to the head of water, earth pressure, waves, tides and so on, acting on the cells. For the purpose that the construction works in water can be done safely and economically, the sheet pile foundation method, described in this paper, has recently been developed and adopted widely in Japan. The characteristics of this method may be said as follows.

(1) The walled sheet pile foundation is built both as the main foundation structure and the temporary cofferdam cell. The cost and the period of construction by this method are less than by the ordinary methods.

(2) The flexural rigidity of this foundation can be expected to be similar to that of the caisson foundation, considering the shear resistance at joints & the rigid connection at footing in this foundation.

As the sheet pile foundation is considered to have lots of benefits in the construction works in water, in this way, it may greatly be noticed as a new type foundation.

Table 1 Construction works

### 2. CONSTRUCTION WORKS & STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF THE SHEET PILE FOUNDATION

The sheet pile foundation was firstly adopted for a blast furnace foundation in 1965 and for the bridge foundation in 1969. The construction works by this method have become popular since that time and the total number of the works are about 150 for 40 bridges, for example, as of 1975. Table-1 shows the construction works of sheet pile foundation having large-

name of bridge	date of start	basic dimensions		
		cross sectional dimensions of foundation	dimensions of steel pipe pile	number of foundation
Ishikari kako	1969. 6	8,877 x 20,483	812.8 x 16 x 42,000	2
Nanko renraku	1971.11	∅ 15,210	1,219 x 13 x 33,000	3
"	1971.11	13,350 x 35,290	1,219 x 13 x 33,000	4
Shibatani heiya	1972.12	15,727 x 20,376	914.4 x 14 x 34,500	6
Minami huta renraku	1973. 2	22,225 x 15,008	1,200 x 14 x 28,000	2
Suehiro	1973. 3	∅ 24,508	914.4 x 14 x 39,600	2
Ishikari	1973. 5	∅ 15,488	800 x 14 x 20,000	2
Shin Ebetsu	1973. 6	∅ 15,506	800 x 16 x 27,000	3
Rokko island renraku	1973. 9	10,568 x 25,193	1,219.2 x 16 x 31,000	5
Shin Suigo	1973.11	26,445 x 16,186	1,219.2 x 19 x 57,500	4
Shin Kagasuno	1974. 3	∅ 18,684	914.4 x 14 x 44,000	4
Senboku renraku	1974. 5	26,058 x 14,322	1,219.2 x 16 x 42,550	2

dimensions. These sheet pile foundations become to be used in such large foundation structures as caisson foundations or large pile foundations. The sheet pile foundation is composed of steel pipe piles shown in Fig. 1, which are connected



each other through joints and driven into bearing strata in a circular, oval or rectangular closed form as shown in Fig. 2. Since this foundation uses steel piles,

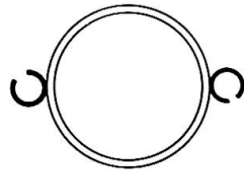


Fig. 1 Steel pipe pile

it has such advantages that the construction works can be rationalized and completed within a comparatively short period of time, and that the penetration length can be chosen arbitrarily. In case of the caisson foundation, its cross sectional contour greatly influences the speed of the construction works. The constructing work of the sheet pile foundation, however, is little different from the conventional piling work, which is scarcely influenced on the work in spite of the size of the sectional contour.

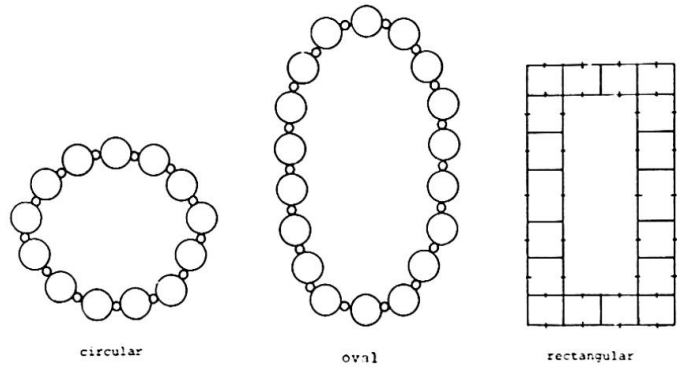


Fig. 2 Sectional forms

The sheet pile foundation has been developed as a sort of under-water construction method. It is divided into three types according to means of use, which are shown in Fig. 3. A is called the "Rising type foundation" of which the footing is above water surface. This type does not need a temporary cofferdam structure and its structure is similar to the multipile foundation. B is called the "Conventional type foundation" of which a closing wall is built independently on the foundation body. The temporary structure is the same to one of the conventional piling work in water. Its footing form is the same to one of A. C is called the "Cofferdam cells type foundation" of which the wall is used both as the main foundation body and the temporary structure concurrently. This is a unique type and has many remarkable merits. As a matter of fact, this C type foundation has adopted in most of sheet pile foundations already constructed. The design for the wall must be done by taking into consideration the hydraustatic and earth pressure for closure of the water in addition to design forces for the main structure. Fig. 4 shows several construction steps of this type.

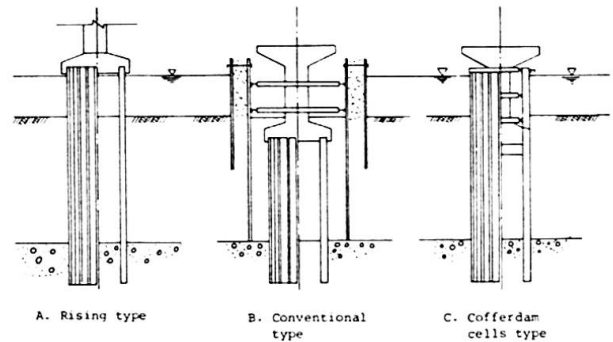


Fig. 3 Types of sheet pile foundation

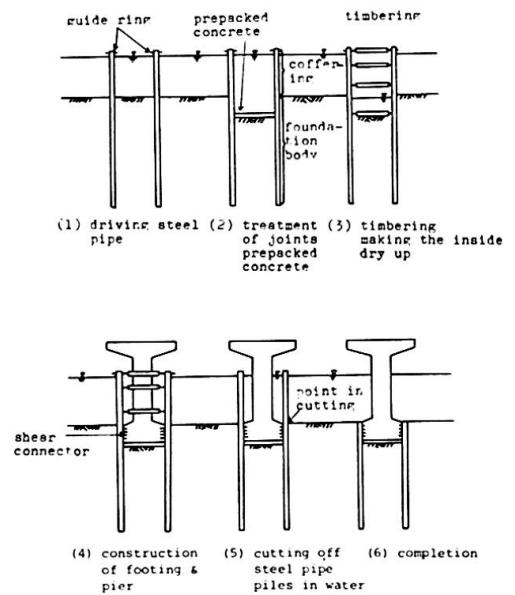


Fig. 4 Several steps in working "Cofferdam cells type"

The joints are generally treated by means of being filled with mortar in order to increase the flexural rigidity of the wall or to make water tight in case of the "Cofferdam cells type foundation". There are two kinds of the footing types. One is applied in the A type or the B type in Fig. 3. Its structure is the same to one of the conventional pile foundation. The other is used in the "Cofferdam cells type foundation" and is constructed inside the cylindrical wall. The connection between the wall and the footing is executed with shear plates and reinforced bars welded on sheet piles shown in Fig. 5.

3. EXISTING DESIGN METHOD

The "Guidance for Design and Construction of Sheet Pile Foundation" was proposed by Research Committee for Sheet Pile Foundation in January 1972. Its principal points are as follows. It is assumed that the sheet pile foundation is on an elastic media shown in Fig. 6. Its lateral resistance shall be calculated by the following formula.

$$\left. \begin{aligned} EIy^{(4)} + ky &= 0 \\ EI &= E \{ (I_i) + \mu (A_i y_i^2) \} \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

where,  $I_i$  : Moment of inertia of i-th pile  
 $A_i$  : Sectional area of i-th sheet pile  
 $y_i$  : Distance from center axis of foundation to one of i-th sheet pile

When the flexural rigidity EI is calculated, the effect is considered such that each sheet pile is composed of each joint and the footing. The EI value is evaluated by the composite efficiency  $\mu$ . The coefficient  $\mu$  ranges 0.0 to 1.0. In case of joints grouted with mortar, the  $\mu$  is usually taken to be 0.5.

4. NUMERICAL ANALYSIS BY FINITE STRIP METHOD

For the purpose of analyzing theoretically the structural properties of the sheet pile foundation, a computer program by F.S.M. (Finite Strip Method) has been completed in which three-dimensional deformation of beam, shear deformation at joints and sectional deformation are considered. Following Assumptions are given for analysis.

- (1) The circumference connecting centroids of each sheet pile is circular as shown in Fig. 7.
- (2) The relationship between displacement of joint and shear force acting on it is proportional. This joint is also hinged on the section.
- (3) Each sheet pile has no sectional deformation.
- (4) The material of the ground is elastic.
- (5) Ground conditions, shape of foundation and external forces are symmetrical to axis as shown in Fig. 7.

In case a supposed shell in Fig. 7 is considered, the central plane of this supposed shell coincides with the circumference of the cylindrical wall. It is assumed that the central axis of each sheet pile is connected with the central plane of this supposed shell and these have the same displacement. Considering the deformed section of the cylindrical wall at the central plane of the supposed shell, the section of the supposed shell is a continuous line, but one of the wall is hook-shaped as shown in Fig. 8.

The unit vectors on the central plane of the supposed shell are shown in Fig. 7. The displacement vector  $U_0$  in Fig. 9 on the central plane of the supposed shell is given by the unit vectors  $(\vec{e}_s, \vec{e}_n, \vec{e}_z)$

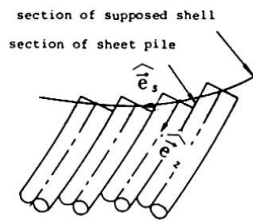


Fig. 8 Deformation of supposed shell and sheet pile

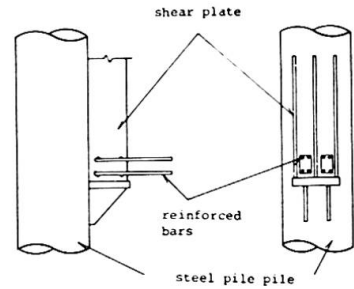


Fig. 5 Connection feature

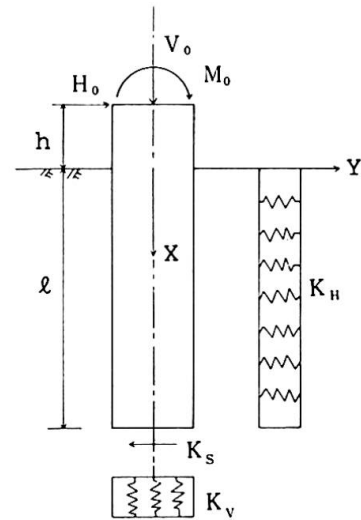


Fig. 6 Structural model

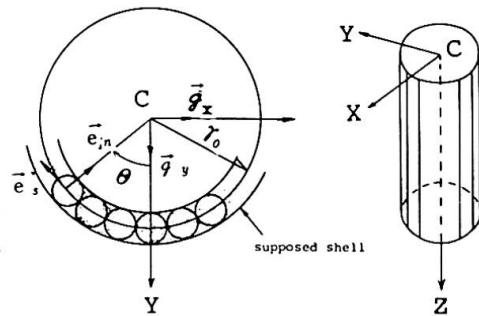


Fig. 7 Coordinate system

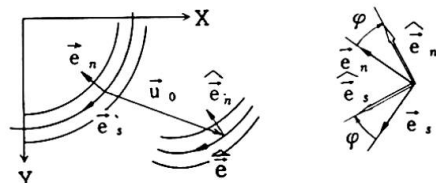


Fig. 9 Angular displacement of supposed shell

$$\bar{U}_0 = \xi_0 \bar{e}_x + \eta_0 \bar{e}_y + \zeta_0 \bar{e}_z \quad (2)$$

The angular displacement  $\varphi$  of the supposed shell in Fig. 9 is expressed by a finite series.

$$\varphi = \sum_{k=1}^K \left\{ \alpha_k(Z) \cdot \text{sink} \theta \right\} \quad (3)$$

where,

$$\theta = 0, \pi; \quad \varphi = 0$$

The shear strain  $(\gamma_{xz})_0$  on the central plane of the supposed shell can be assumed as for a finite series by the beam theory.

$$(\gamma_{xz})_0 = \sum_{j=1}^J \left\{ \beta_j(Z) \cdot \text{sin} j \theta \right\} \quad (4)$$

The coefficients of eq. (2) are obtained by eq. (3) and eq. (4).

$$\xi_0 = -Vc(Z) \cdot \text{sin} \theta - \gamma_0 \sum_{k=2}^K \left\{ \alpha_k(Z) \cdot \frac{1}{k^2 - 1} \cdot \text{sink} \theta \right\} \quad (5a)$$

$$\eta_0 = -Wc(Z) \cdot \text{cos} \theta - \gamma_0 \sum_{k=2}^K \left\{ \alpha_k(Z) \cdot \frac{k}{k^2 - 1} \cdot \text{cos} k \theta \right\} \quad (5b)$$

$$\zeta_0 = -Wc(Z) \cdot \gamma_0 \text{cos} \theta \cdot Vc(Z) - \gamma_0 \sum_{j=1}^J \left\{ \frac{1}{j} \cdot \text{cos} j \theta \cdot \beta_j(Z) \right\} - \gamma_0^2 \sum_{k=2}^K \left\{ \frac{1}{k(k^2 - 1)} \cdot \text{cos} k \theta \cdot \alpha_k(Z) \right\} \quad (5c)$$

Getting displacements on the central plane of the supposed shell, displacement of each sheet pile and sliding displacements of joints are known. The displacement vector of a sheet pile,  $\bar{U}$  is given as follows.

$$\bar{U} = U \cdot \bar{e}_x + V \cdot \bar{e}_y + W \cdot \bar{e}_z \quad (6)$$

$$U = \xi_0 - y \cdot \varphi, \quad V = \eta_0 + x \cdot \varphi, \quad W = W_0 - x \cdot \xi_0'(Z) - y \cdot \eta_0'(Z) \quad (7)$$

The sliding displacement of the  $i$ -th joint,  $(\Delta W)_i$  is given as follows.

$$(\Delta W)_i = -\gamma_0 \sum_{j=1}^J \left\{ (A_j)_i \cdot B_j \right\} - \gamma_0^2 \sum_{k=2}^K \left\{ (B_k)_i \cdot \alpha_k(Z) \right\} \quad (8)$$

where,

$$A_j = \frac{1}{j} \left\{ \left[ \text{cos}(j \cdot \Delta \theta) - 1 \right] \cdot \text{cos} j \theta - \text{sin}(j \cdot \Delta \theta) \cdot \text{sin} j \theta \right\} \quad (9a)$$

$$B_k = \frac{1}{k(k^2 - 1)} \left\{ \left[ \text{cos}(k \cdot \Delta \theta) - 1 + \frac{b}{2\gamma_0} \cdot k \text{sin}(k \cdot \Delta \theta) \right] \cdot \text{cos} k \theta - \left[ \text{sin}(k \cdot \Delta \theta) - \frac{b}{2\gamma_0} \cdot k \left[ \text{cos}(k \cdot \Delta \theta) + 1 \right] \cdot \text{sink} \theta \right] \cdot \text{sin} k \theta \right\}, \quad \Delta \theta = \theta_{i+1} - \theta_i \quad (9b)$$

Using the strains of a sheet pile obtained by eq. (6) and eq. (7), and the sliding displacement of a joint in eq. (8), the equilibrium equations and the boundary conditions are obtained by the principle of virtual works. These can be solved numerically. Once the part between the plane,  $Z = 0$  and the plane,  $Z = \ell$  in Fig. 7 is settled into a finite element, the displacement parameters  $Wc$ ,  $Vc$ ,  $\alpha_k$ ,  $\beta_j$  are expressed by suitable series which satisfy compatibility conditions.

$$\begin{aligned} Vc &= g_1 Vc^{(0)} + g_2 Vc^{(\theta)} + \ell \cdot g_3 \cdot Vc^{(0)'}(Z) + \ell \cdot g_4 \cdot Vc^{(\theta)'}(Z) \\ \alpha_k &= g_1 \alpha_k^{(0)} + g_2 \alpha_k^{(\theta)} + \ell \cdot g_3 \alpha_k^{(0)'}(Z) + \ell \cdot g_4 \cdot \alpha_k^{(\theta)'}(Z) \\ Wc &= \tilde{g}_1 Wc^{(0)} + \tilde{g}_2 Wc^{(\theta)}, \quad \beta_j = \tilde{g}_1 \cdot \beta_j^{(0)} + \tilde{g}_2 \cdot \beta_j^{(\theta)} \end{aligned} \quad (10)$$

where,

$$\begin{aligned} \tilde{g}_1 &= 1 - \mu, \quad \tilde{g}_2 = \mu, \quad g_1 = 1 - 3\mu^2 + 2\mu^3 \\ g_2 &= 3\mu^2 - 2\mu^3, \quad g_3 = \mu - 2\mu^2 + \mu^3, \quad g_4 = \mu^3 - \mu^2, \quad \mu = \frac{z}{\ell} \end{aligned} \quad (11)$$

By using the computer program based on the above-mentioned theory, local stresses of each sheet pile against a lateral force are principally investigated. Fig. 10 shows the model for calculation. Fig. 11 shows some of the results of the comparison between experimental stress distributions and theoretical ones. In Fig. 11, three theoretical values are shown. The theoretical value (1) is calculated under the conditions of the sliding rigidity of joints (120,000 t/m<sup>2</sup>) and the ground model complied with Fig. 10, and the theoretical value (2) under ones of (60,000 t/m<sup>2</sup>) and the ground model of the same to (1). The theoretical value (3) is calculated under ones of (120,000 t/m<sup>2</sup>) and the lateral ground

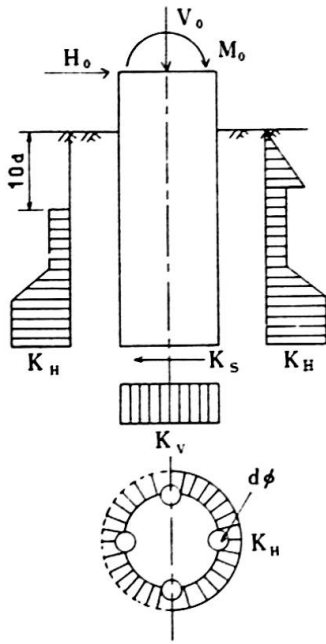


Fig. 10 Ground model

coefficient  $K_H$  which is constant regardless of the depth. In case the sliding rigidity of joints has lower value, there appear tendencies that the restraining stress near the footing becomes greater and that the maximum stress in the middle of ground decreases. Both of the theoretical values (1) and (2) are close to the experimental values as for the feature of stress distribution. There is, however, some difference between them as for the positions of local stresses. The theoretical value (3) catches the experimental values as a whole.

The notable local stresses both of the experimental and theoretical can be looked. The larger, the sheet pile foundation becomes, the more appears noticeable differences between each stress distribution by this F.S.M. and that by the existing method.

5. APPLICATION TO DESIGN

Principal points of the Guidance in Section 3 are described. In Section 4, the F.S.M. theory is shown which takes into consideration the relative displacement of each pile and the sectional deformation.

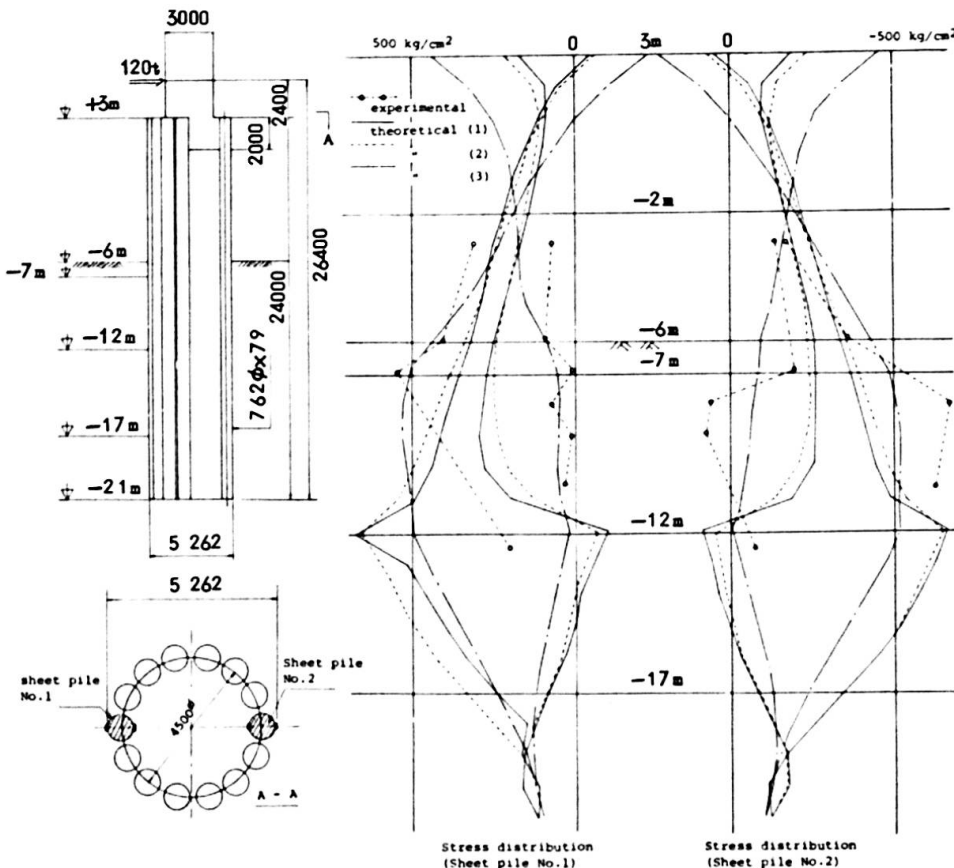


Fig. 11 Stress distribution

When this theory is applied to real models, local stresses of sheet piles can be calculated reasonably. As it is concluded from the results that the mechanical properties of the structure can insufficiently be explained by the existing design method, more rational design methods should be substituted for the conventional ones.

Some of the studies for solving these subjects are briefly shown as follows. First of all, the simplest method is one added the eq. (1) to the term of shear deformation. Its basic formula

is given as follows.

$$EIy^{(4)} - \frac{EI}{GA} \cdot ky'^2 + ky = 0 \tag{12}$$

Considering the relative displacement in each joint, the basic formula is given as follows.

$$\frac{EI^*}{GA} \cdot EI_p y^{(6)} - E(I^* + I_p) y^{(4)} + \frac{EI^*}{GA} ky'' - ky = 0 \quad (13)$$

where,

$$EI = E [A_i y_i^2], \quad EI_p = [I_i]$$

GA : Shearing rigidity      k : Spring constant of ground

It is impossible to obtain the general solution of eq. (12) and eq. (13). But eq. (12) or eq. (13) can be calculated by using a method like F.E.M.

Besides the mentioned methods above, a design of the sheet pile foundation can be made by using the design methods both of the pile foundation and the caisson foundation. The mechanical properties of the sheet pile foundation may be evaluated by the interpolation between their foundations. In case of this method, if the effect of shear transmission in joints is great, it is similar to the caisson foundation, and if in opposition, similar to the pile foundation,

Three methods above-mentioned and the conventional methods have equally both some merits and some demerits according to the size and the shape of the sheet pile foundation. Its design method should be investigated by means of the F.S.M. program shown in Section 4 and so on.

## 6. CONCLUSION

The sheet pile foundation has developed mainly as a method of construction works in water. It has so a wide range of dimensions that the existing method is not good enough to cover such an applicable range of designs. In this paper, its lateral resistance against earthquake forces is discussed. The program of F.S.M. shown in Section 4 is completed and hereafter its structural properties is analyzed. There is also another important subject which is the reliability of the rigid connection between the wall and the footing including the residual stress. Anyway, the sheet pile foundation has been used for about ten years, therefore, design standards should be established in the near future.

## SUMMARY

The sheet pile foundation is a new type foundation. Structurally, this foundation differs conspicuously from the conventional types of deep pile foundation or caisson foundation. The process of development of the sheet pile foundation refers to the actual results obtained in its construction work, and its structural features. The design method in use is introduced and problems involved are analyzed. With a view to establish a rational design method, the structural features of the sheet pile foundation have been put to analysis in a computer program using the Finite Strip method. The theoretical background and part of the results of calculations are presented.

## RESUME

La fondation en palplanches est un nouveau type de fondation. Elle présente des différences évidentes par rapport aux types existants de fondation profonde, telles que pieu ou caisson. Les exemples de travaux et les caractéristiques de la fondation en palplanches sont donnés. La méthode courante de calcul et certains problèmes sont évoqués. Une méthode de calcul pratique à l'ordinateur, tenant compte des caractéristiques structurales, est développée à l'aide de la méthode des bandes finies. La base théorique et une partie des résultats des calculs sont présentées.

## ZUSAMMENFASSUNG

Die Spundwandgründung ist eine neuartige Gründungsform. Sie unterscheidet sich in konstruktiver Hinsicht wesentlich von den herkömmlichen Pfahl- und Senkkastengründungen. Die Entwicklung der Spundwandgründung, ihre Ausführung und ihre konstruktiven Eigenschaften werden aufgeführt. Dazu werden die zur Zeit eingesetzten Berechnungsverfahren dargelegt und die damit verbundenen Probleme erörtert. Die Berechnung dieser grosse Vorteile bietenden Konstruktionsart erfolgt elektronisch nach der Finite Strip Methode. Der theoretische Hintergrund und die wichtigsten Berechnungsergebnisse werden dargestellt.

**Model Test for Design of Long Span Bridge Foundation**

Essai sur modèle des fondations de ponts de grande portée

Modellversuch für die Bemessung von Fundamenten weitgespannter Brücken

**S. SUZUKI**

Chief

Hamana By-Path Construction Office, Japan Highway Public Corp.  
Tokyo, Japan**M. ISHIMARU**

Project Engineer

**F. NEMOTO**

Manager

Hamana Ohashi Construction Office, Kajima Corp.  
Tokyo, Japan**Y. NOJIRI**

Assistant Head

Kajima Institute of Construction  
Tokyo, Japan**1. Introduction**

As the span of bridge is increasing with the progress of technology, its foundation trends to become larger. Especially in the case of long spanned bridges which is constructed on alluvium ground, large multi-cell box caissons are often adopted as their foundation. But the design method for such a large caisson has not been established so far and it used to be designed with excessive safety.

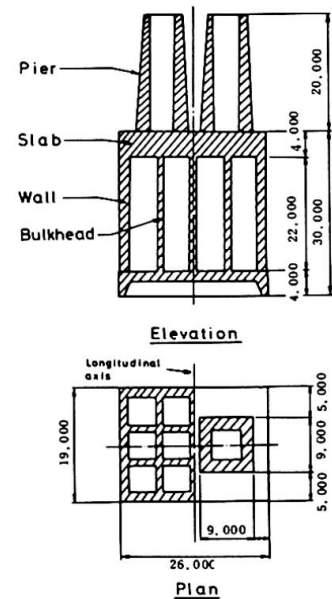
This paper describes the results of study projected to deal with this kind of problem which occurred on the way of designing the caisson foundation of HAMANA-OHHASHI Bridge.

**2. Caisson of HAMANA-OHHASHI Bridge**

HAMANA-OHHASHI Br. is a prestressed concrete girder bridge with four lanes on two separate girders. It has five spans and its full length is 631.8 m. Its center span is formed by 120m + 120m cantilevers and as a concrete girder bridge it will be the longest span in the world.

The foundation of the main pier which supports this superstructure is based on alluvium ground. On this foundation 27,000 ton of vertical load always acts and during the earthquake considered in design, moreover 181,000 ton-m of longitudinal moment load caused by horizontal force along to bridge axis, or 188,000 ton-m of transverse moment load caused by transverse force, acts. Therefore, a big reinforced concrete caisson with cells as is shown in Fig. 1 was planned for the foundation of the bridge.

However, neither the necessary and sufficient amount of reinforcing steel bar in the top slab or bulkheads could be estimated nor the sufficiency in thickness of the bulkheads could be confirmed. This is because the behavior of slab, the bearing stress in bulkheads, the stress concentration near the corner, the



**Fig. 1 Caisson of HAMANA-OHHASHI Bridge**

state how the load which is carried through the piers on the slab spreads in the caisson, were not clear.

To solve these problems and to design the caisson rationally, two kinds of model tests were performed. Their results were applied into an actual design.

In this study, furthermore, analytical methods which will be easily applied in designing such a kind of structures were examined.

### 3. Model Tests

Strictly speaking, tests must be performed on the models which behave nonlinearly, considering that caisson is made of reinforced concrete. But actually this is so difficult that stress was obtained through elastic tests and caisson was designed according to allowable stress method.

Experimental tests are composed of loading test on an acrylic model and three-dimensional photo-elasticity test. Scale factors of these models are 1/50, 3/400 respectively.

#### 1) Loading Test on an Acrylic Model

The material of model is acrylic resin, not only because it can be processed without difficulty but also it has low Young's modulus ( $E=29,000 \text{ kg/cm}^2$ ) which leads to larger strain with small loads. This model was made by assembling acrylic plates which were installed with strain-gages. Most of them were affixed to 1/4 part of the model, considering the symmetry of the caisson.

Loads were vertical load, longitudinal moment load and transverse moment load. They were controlled by hydraulic jacks or loading rods, and made to act step by step to confirm that the stress or strain is within the elastic region. Photo. 1 shows the view of experiment.

The strains detected by strain-gages were immediately digitalized into a paper tape and stresses were calculated by the computer off-line.

#### 2) Three-dimensional Photo-elasticity Test

By the acrylic model test the strains or stresses at discrete points on the surface can be obtained, but those at other parts or inside the caisson are unknown yet. This photo-elasticity test was made to treat these problems. In other words this test was performed in order to know the stress flow, the stress distribution inside the slab, stress concentration near the corner and to fill up the stress between those obtained by the acrylic model test.

The model was vertically loaded at  $130^\circ\text{C}$  in the hearth and gradually cooled. Stress was obtained by examining the thin slices which were cut out of the model.

### 4. Experimental Results and Considerations

The stresses under the loading condition considered in design were calculated from the experimental results by applying the law of superposition and the law of similarity. Concerning these model tests, the law of similarity is written as the followings,

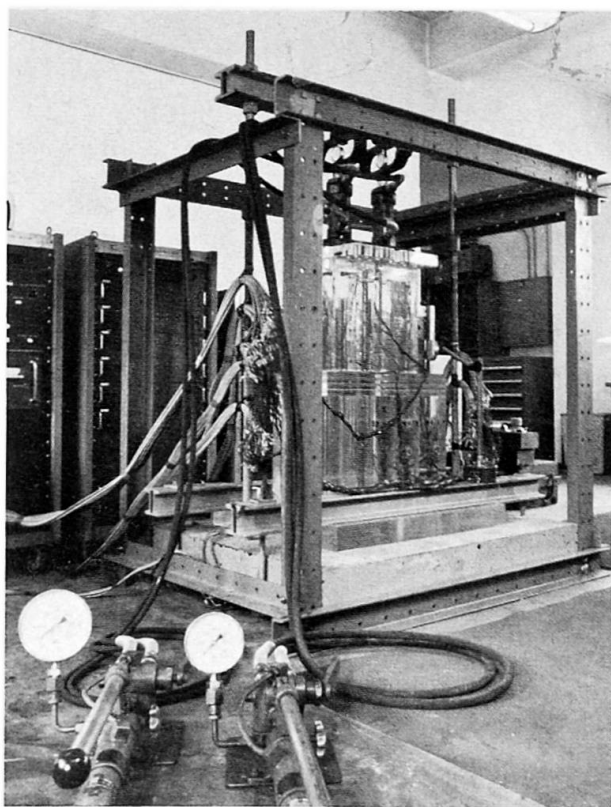


Photo. 1 View of Acrylic Model Test

for vertical load  $\frac{\sigma_m L_m^2}{P_m} = \frac{\sigma_p L_p^2}{P_p}, \nu_m = \nu_p$

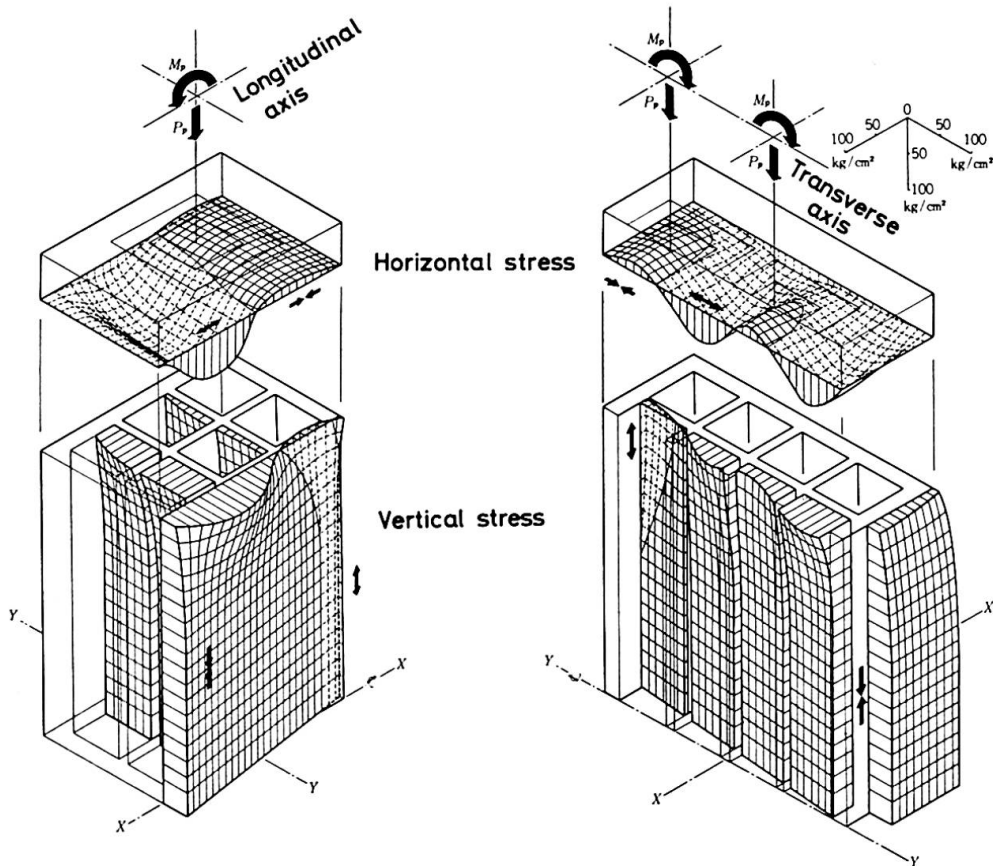
for moment load  $\frac{\sigma_m L_m^3}{M_m} = \frac{\sigma_p L_p^3}{M_p}, \nu_m = \nu_p$

where  $\sigma, L, P, M, \nu$  indicate stress, representative length, vertical load, moment load and Poisson's ratio respectively, subscripts m, p also indicate model and prototype respectively.

About Poisson's ratio  $\nu$ , the law of similarity generally can't be satisfied in this kind of model tests. Because the Poisson's ratio of concrete  $\nu_p=0.17$ , though that of acryl is  $\nu_m=0.39$ . But in this study the influence of Poisson's ratio could be made clear by the numerical analysis as is mentioned later.

Fig. 2-(a) shows the distribution of horizontal stress at the bottom of slab and that of vertical stress at bulkheads and walls during longitudinal earthquake. Fig. 2-(b) shows those during transverse earthquake.

From these figures it is considered that some portion of the load, which comes through two piers, is carried to walls by the bending of slab, but the remains are directly transferred to bulkheads beneath the piers and carried toward walls by the shear force of bulkheads. This horizontal movement of stress occurs above the level of 2/3 of the height of caisson. Under this level the stress distribution is similar to that of a cantilever beam where the caisson is regarded as a cantilever rigidly embedded. This means that bulkheads must be designed strongly enough to resist shear force as well as bearing stress and the top slab must resist the bending moment,



(a) Longitudinal Earthquake (b) Transverse Earthquake

Fig. 2 Stress Distribution During Earthquake



By the results of the three-dimensional photo-elasticity test, the stress distribution inside the slab was obtained as shown in Fig. 3. This figure indicates that the stress distribution inside the top slab is similar to what is acquired according to Bernoulli's hypothesis on the whole, though it has a little tendency as a deep beam. Therefore, it can be mentioned that the slab strongly has the property of a thin plate as far as the horizontal stress concerned.

Furthermore, Fig. 2 shows that the bulkheads located as a grid are not so stiff that the slab bends as one body. So it is more rational to design the slab as a plate on elastic supports i.e. bulkheads, rather than to design separately its each section, four sides of which are rigidly supported by the bulkheads or the walls of caisson.

The caisson of HAMANA-OHHASHI Br. was mainly designed to resist these stress distribution. And the corner between the pier and the slab was reinforced to resist the stress concentration that was made clear by the photo-elasticity test.

### 5. Numerical Analysis

The caisson of HAMANA-OHHASHI Br. was designed as mentioned above, in this study, numerical analyses were also conducted in order to find out a convenient analytical method that can be easily applied to the design of such a kind of structures.

If three-dimensional finite element method (i.e. F.E.M.) were able to be easily applied to solve these problems, it would be helpful for establishing reasonable design method. But, in general, three-dimensional F.E.M. analysis requires a great amount of computation, therefore, it cannot be considered convenient.

In this study, more convenient F.E.M. was applied to solve these problems, considering the behavior of each member of the caisson. It is the F.E.M. programmed to analyze shell structures which are fabricated with thin plates. In this analytical method, the wall of pier was divided into two plates located at the inner and outer surfaces of the wall in order to take the thickness of the wall of pier into the consideration.

The direct object of this analysis is the acrylic model used in the loading test, and Poisson's ratio  $\nu=0.39$ . The numerically analyzed stress distribution at the bottom of slab is shown by solid lines in Fig. 4, compared with experimental results which are shown by  $\text{---}o$  discretely, where the load is vertical.

It is easily pointed out from this figure that analytical result shows good agreement with the experimental one. This shows not only the propriety of this analytical method, but also the high precision of the experiments. Also in the case of moment load, the results of analytical study and experimental one are sufficiently coincide, though they are not shown in this paper. Hereafter this analytical method, which is often used to solve the problem of shell structure, can be successfully applied to this kind of structures.

Through numerical analysis the influence of the difference of Poisson's ratio was investigated, which cannot be examined by model tests. The dotted lines in Fig. 4 show the computed stress distribution when Poisson's ratio

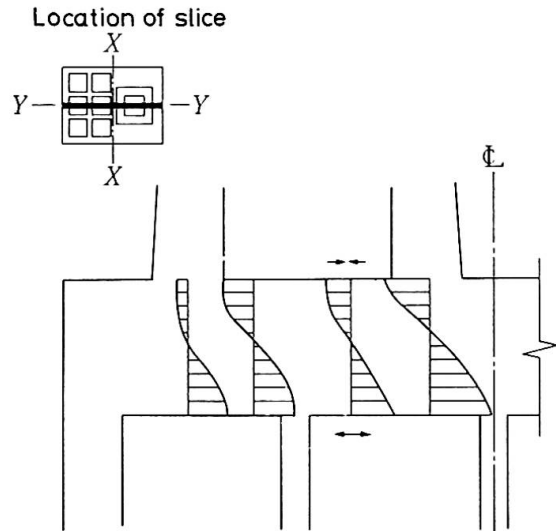


Fig. 3 Stress Distribution inside the Slab under Vertical Load

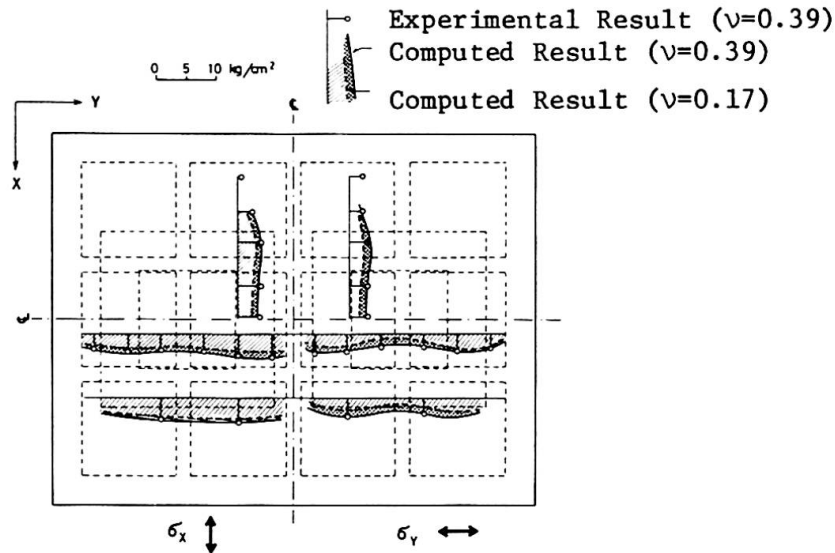


Fig. 4 Stress Distribution at the Bottom of Slab under Vertical Load of 1,000 ton

is equal to that of concrete ( $\nu=0.17$ ). This figure shows that the bending stress of the slab decreases 20% on the average while Poisson's ratio decreases from 0.39 to 0.17. The reason is thought that when Poisson's ratio decreases, the resisting force against shearing deformation in the bulkheads increases because of the increase in the shearing modulus  $G=E/2(1+\nu)$ , consequently the portion of load which the slab must carry to the walls decreases. Concerning the vertical bearing stress at the upper part of the bulkheads, it must increase when Poisson's ratio decreases. The difference, however, is little and able to be ignored. Because the bearing stress for  $\nu=0.39$  is so large in itself that its increase at  $\nu=0.17$  is relatively small. Therefore it may be concluded that in this type of caisson the bending stress in the top slab is considerably influenced, while the stress in bulkheads is influenced very little by the difference of Poisson's ratio.

Through the numerical analysis, it was also found that horizontal compression occurs in the lower part of pier and horizontal tension but not so strong occurs in the upper part of bulkheads in the case of vertical load. This shows that the piers and bulkheads act as stiffening ribs in regard to the bending of slab.

## 6. Conclusion

As mentioned above, this study was planned to solve the problems which occurred in designing the multi-cell box caisson of the HAMANA-OHHASHI Br. and two kinds of model tests and numerical analysis were performed to know the behavior of this caisson. The results of this study are summarized as the followings.

- 1) Though the top slab of caisson is very thick, it behaves as a thin plate and the stress distribution inside the slab yields to Bernoulli's hypothesis.
- 2) The load, which comes through the piers, is carried toward walls by the bending of top slab on the one side and also carried by the shear of the bulkheads on the other side.
- 3) Finite element method for shell structures was found to be conveniently applicable to this kind of structures. However, the thickness of the wall of pier must be considered in the analytical model as mentioned previously.

- 4) The decrease of Poisson's ratio results in the decrease in the bending stress of the slab. But the increase in the bearing stress of the bulkheads is little. These changes also mean that the shearing deformation in the bulkheads, upon which the Poisson's ratio has influence, contributes the distribution of load.

These results were applied to the design of HAMANA-OHHASHI Bridge. But, in order to design this type of caisson more rationally, the problem of optimum design and the problem of non-linear behavior should be investigated in future.

Finally the authors appreciate the contribution of Mr. C.Mimura, Mr. T. Fujita and Dr. Y.Morimitsu of Kajima Institute of Construction Technology.

#### BIBLIOGRAPHY

- 1) Langhaar, H.L. ; Dimensional Analysis and Theory of Models, John Willey & Sons, Inc.
- 2) Frocht, M.M. ; Photoelasticity, Vol. 1, Vol. 2, John Willey & Sons, Inc.
- 3) Zienkiewicz, O.C. ; The Finite Element Method in Engineering Science, McGraw-Hill

#### SUMMARY

In order to design multi-cell box caisson of HAMANA-OHHASHI Bridge, which is made of reinforced concrete, two kinds of model tests were performed. One is a loading test on an acrylic model and the other is a three-dimensional photo-elasticity test. Through these investigations the behaviour of the caisson was made clear. Furthermore, a finite element method which is conveniently applicable to this kind of structures, was proposed.

#### RESUME

Pour dimensionner les caissons multicellulaires en béton armé des fondations du pont, HAMANA-OHHASHI, nous avons fait deux essais: un modèle en acryl, et un essai de photo-élasticité. Ces recherches ont permis de déterminer le comportement du caisson. Nous avons enfin proposé une méthode des éléments finis applicables à ce genre de structures.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Für die Bemessung der vielzelligen Senkkästen der HAMANA-OHHASHI Brücke wurden zwei Modellversuche durchgeführt. Der erste war ein Belastungsversuch an einem Acryl-Modell und der andere ein dreidimensionaler spannungsoptischer Versuch. Durch diese Untersuchungen wurde das Tragverhalten der Senkkästen geklärt. Vorgeschlagen wird weiter eine Methode auf der Basis Finiter Elemente, welche auf derartige Tragwerke leicht anwendbar ist.