

Theme IVa: Offshore structures

Objektyp: **Group**

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

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

PDF erstellt am: **12.07.2024**

Nutzungsbedingungen

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

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

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

Haftungsausschluss

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

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 M³. 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.

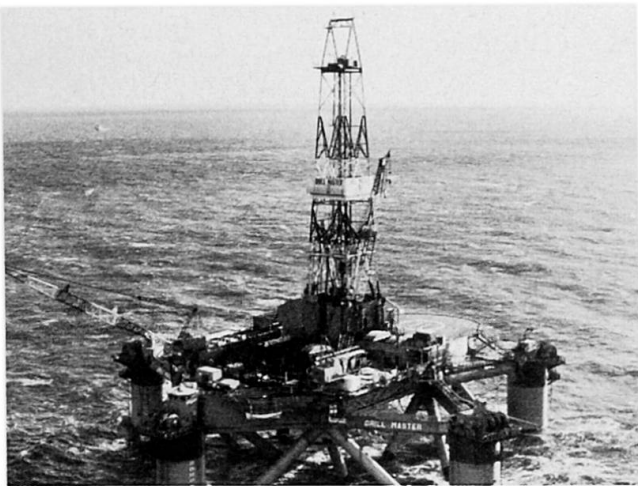


Figure 1 - PENTAGONE en cours de forage



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 M², l'équipage à bord étant de 110 personnes.

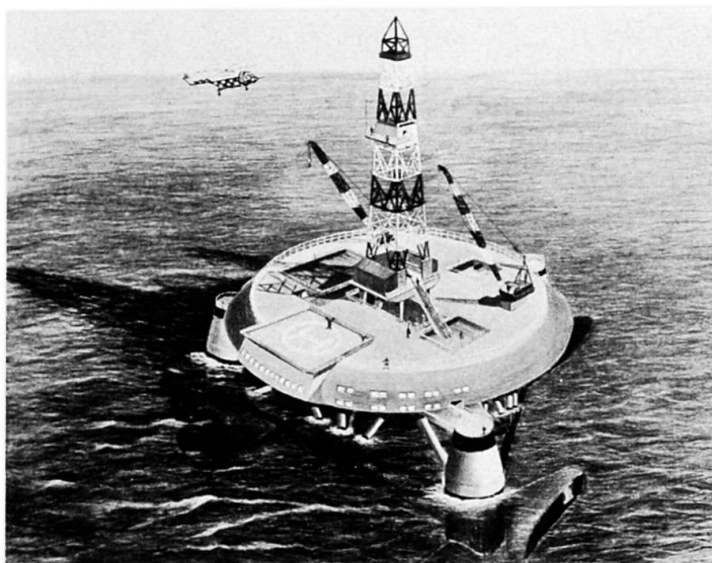


Figure 3 - Plate-forme DYPOSEMI

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°.

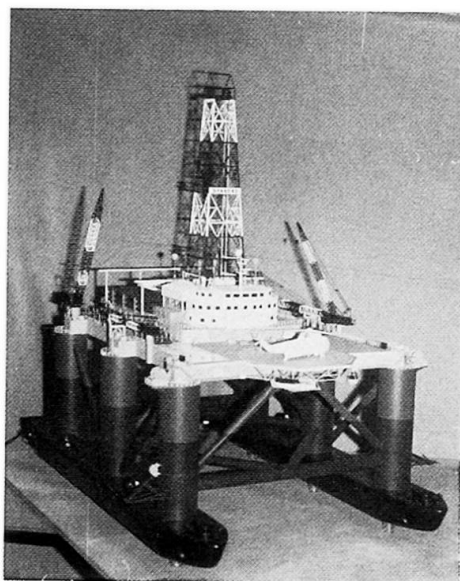


Figure 4 - Plate-forme DYNACAT

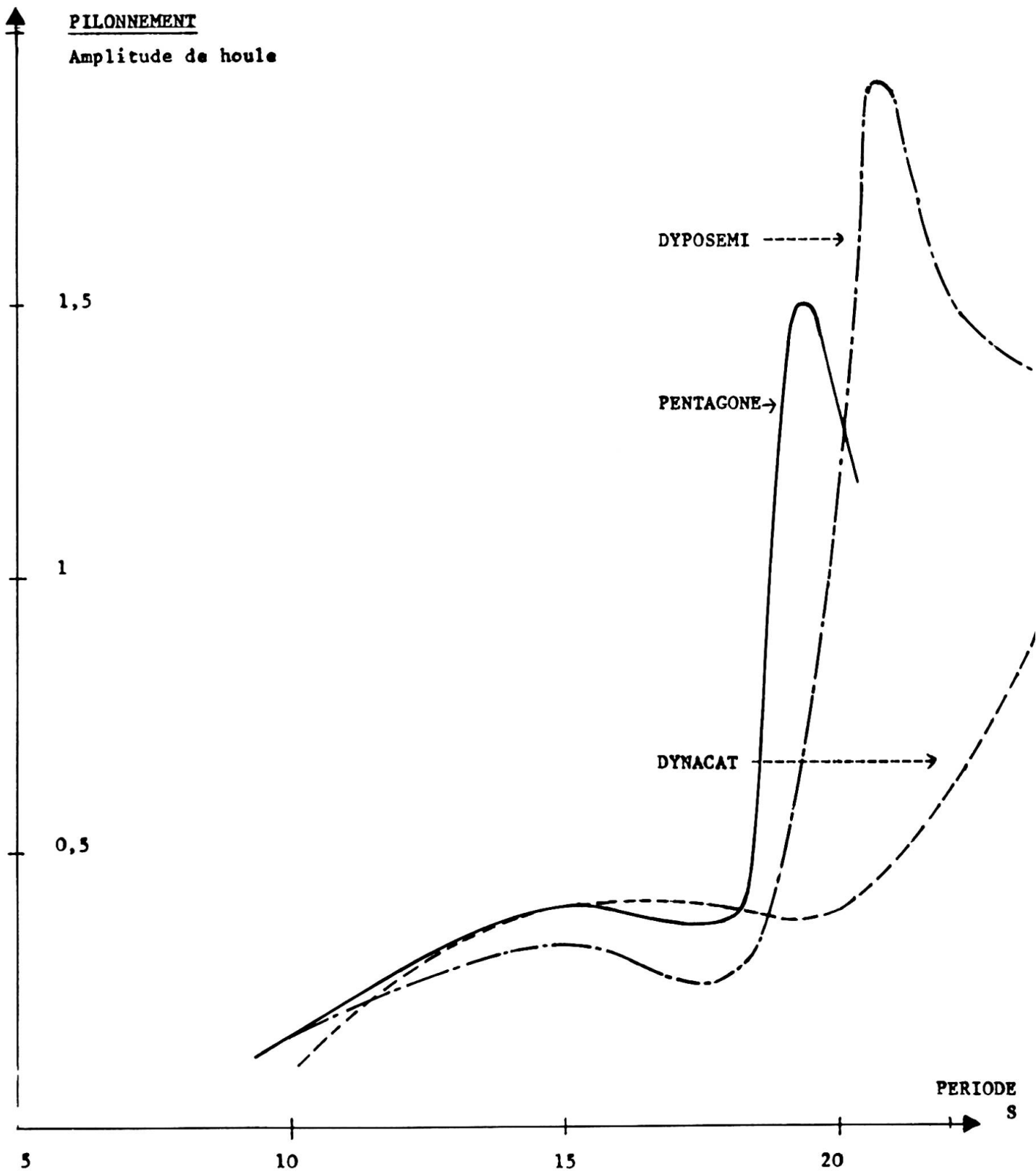


Figure 5

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/mm²) 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.

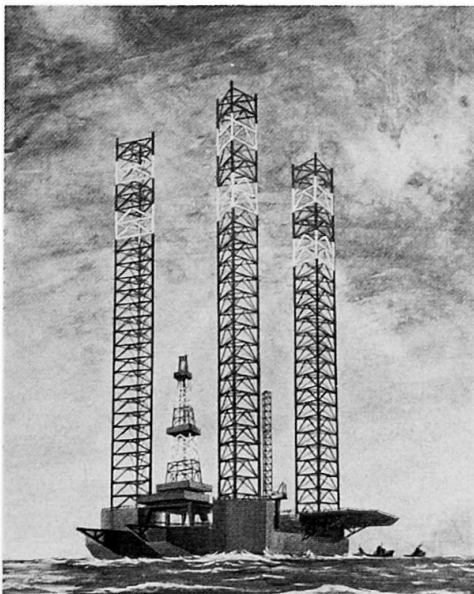


Figure 6 - Plate-forme auto élévatrice ETA



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

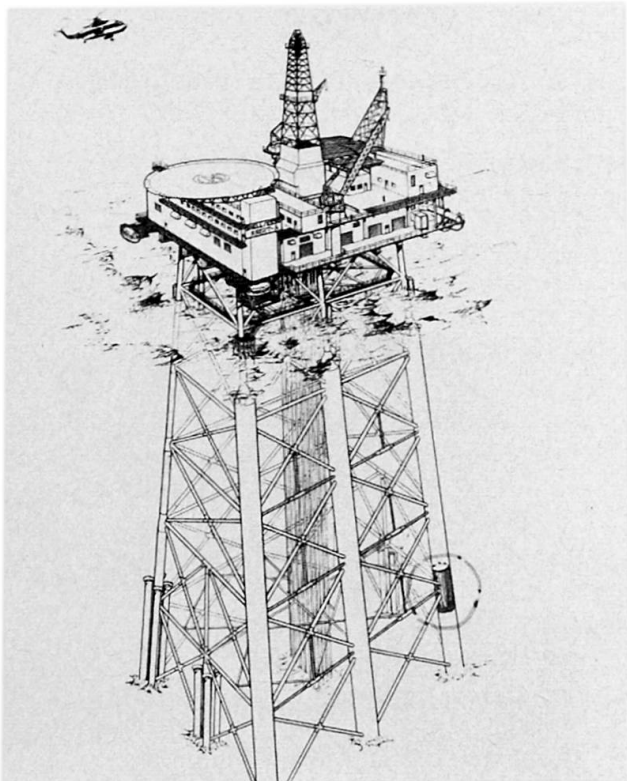


Figure 8 - Jacket de BRENT A

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.

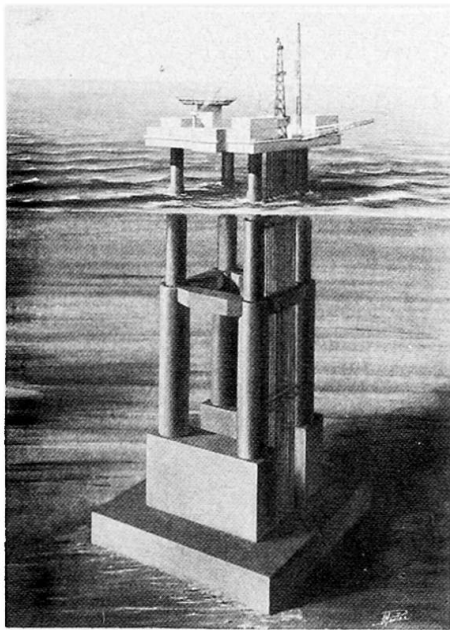


Figure 9 - Plate-forme G.B.S.

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 γ 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.

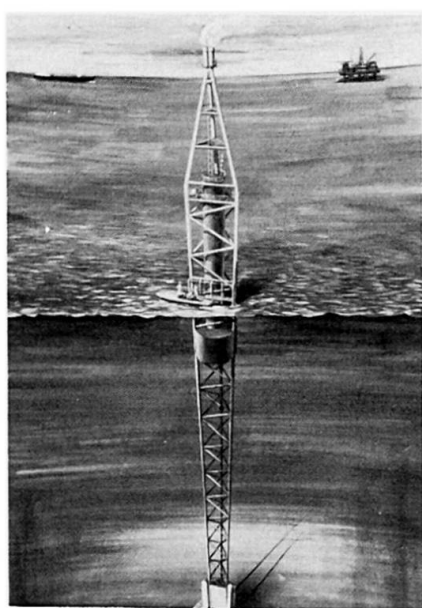


Figure 10 - Torchère
SHELL BRENT en place

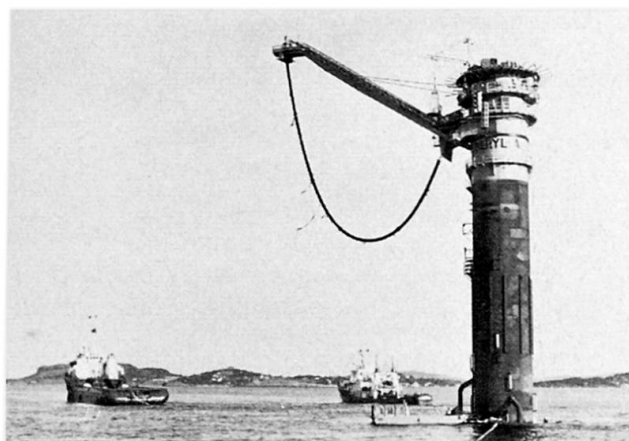


Figure 11 - Poste de chargement
MOBIL en place

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 m³.

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^{ère} 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.

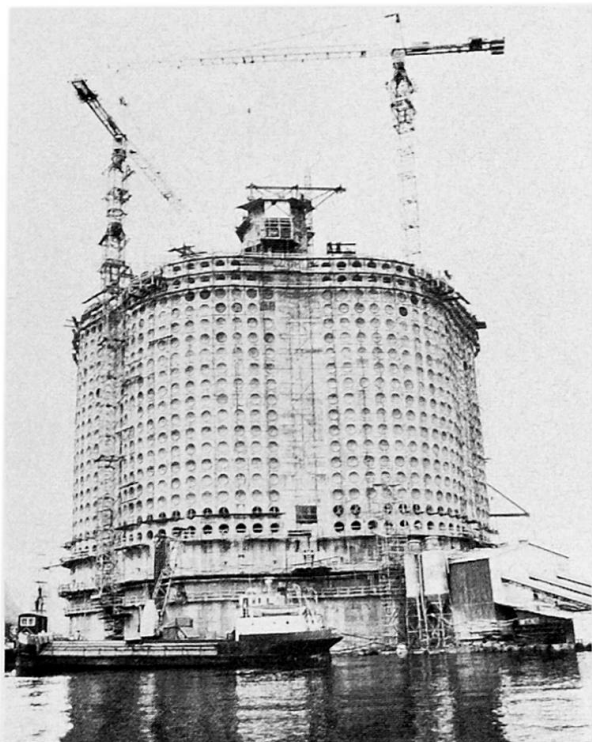


Plate-forme FRIGG

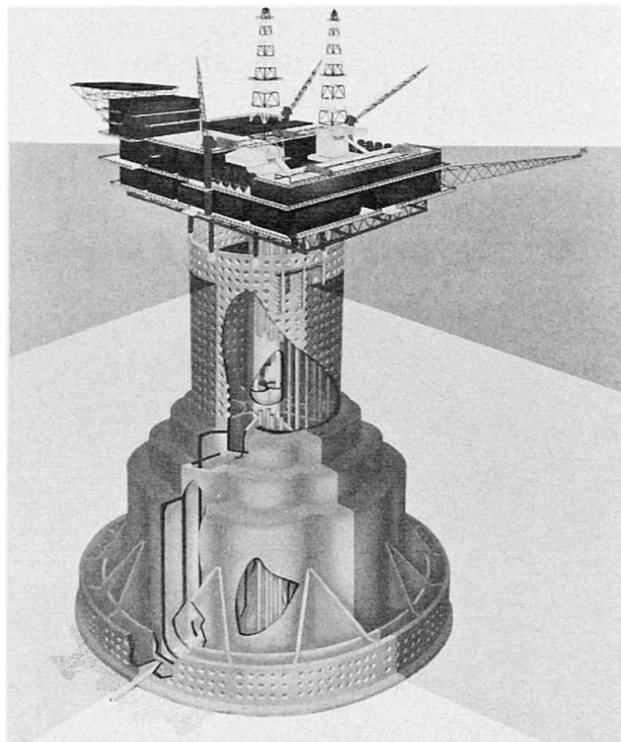


Plate-forme NINIAN

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.

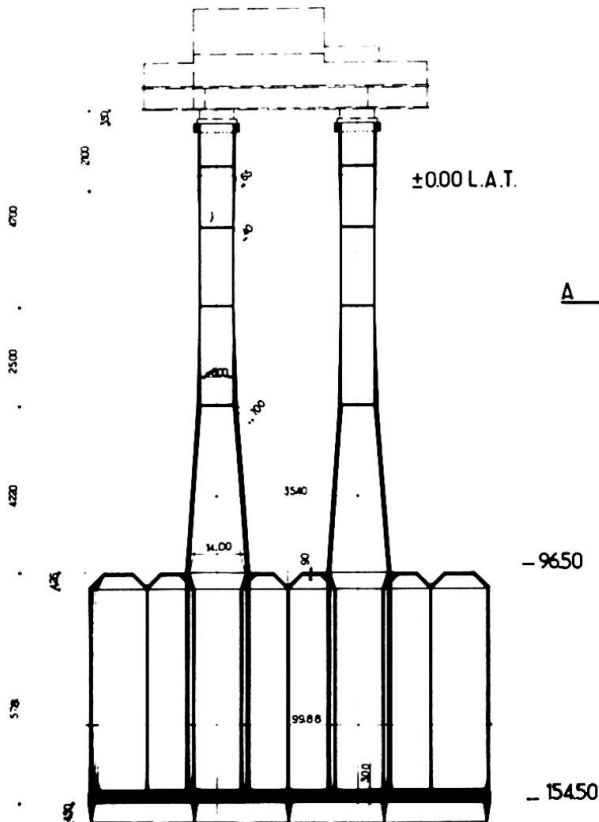
Les structures DORIS sont très massives. Elles se présentent sous la forme d'un radier sur lequel s'encastrent d'une part une large cheminée centrale, d'autre part des murs verticaux rayonnant et circulaires, le tout remontant au-dessus du niveau de la mer. La partie supérieure des murs périphériques 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, bèches 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.

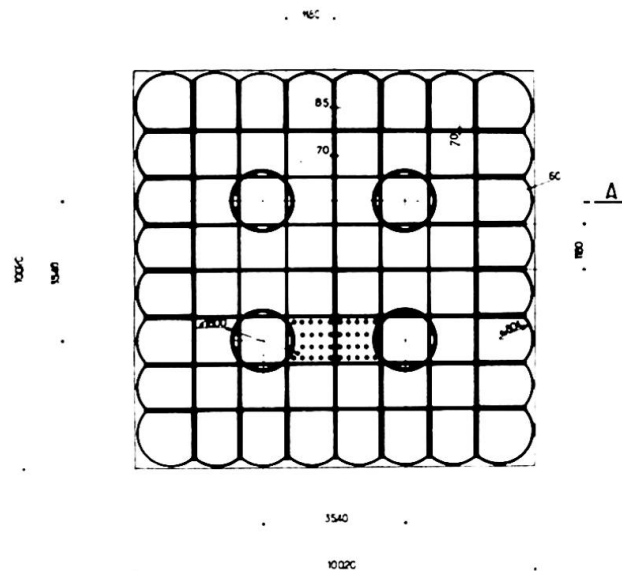
Les structures SEA TANK CO sont constituées essentiellement d'un grand caisson creux de forme carrée, cloisonné intérieurement de cellules carrées également, surmonté de plusieurs colonnes de faible diamètre en béton. Ces colonnes donnent une moindre prise aux efforts de houle, là où ils sont les plus 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 encasté 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/mm², lors de l'immersion, près de 25 N/mm² 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/m³, 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/cm² (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.

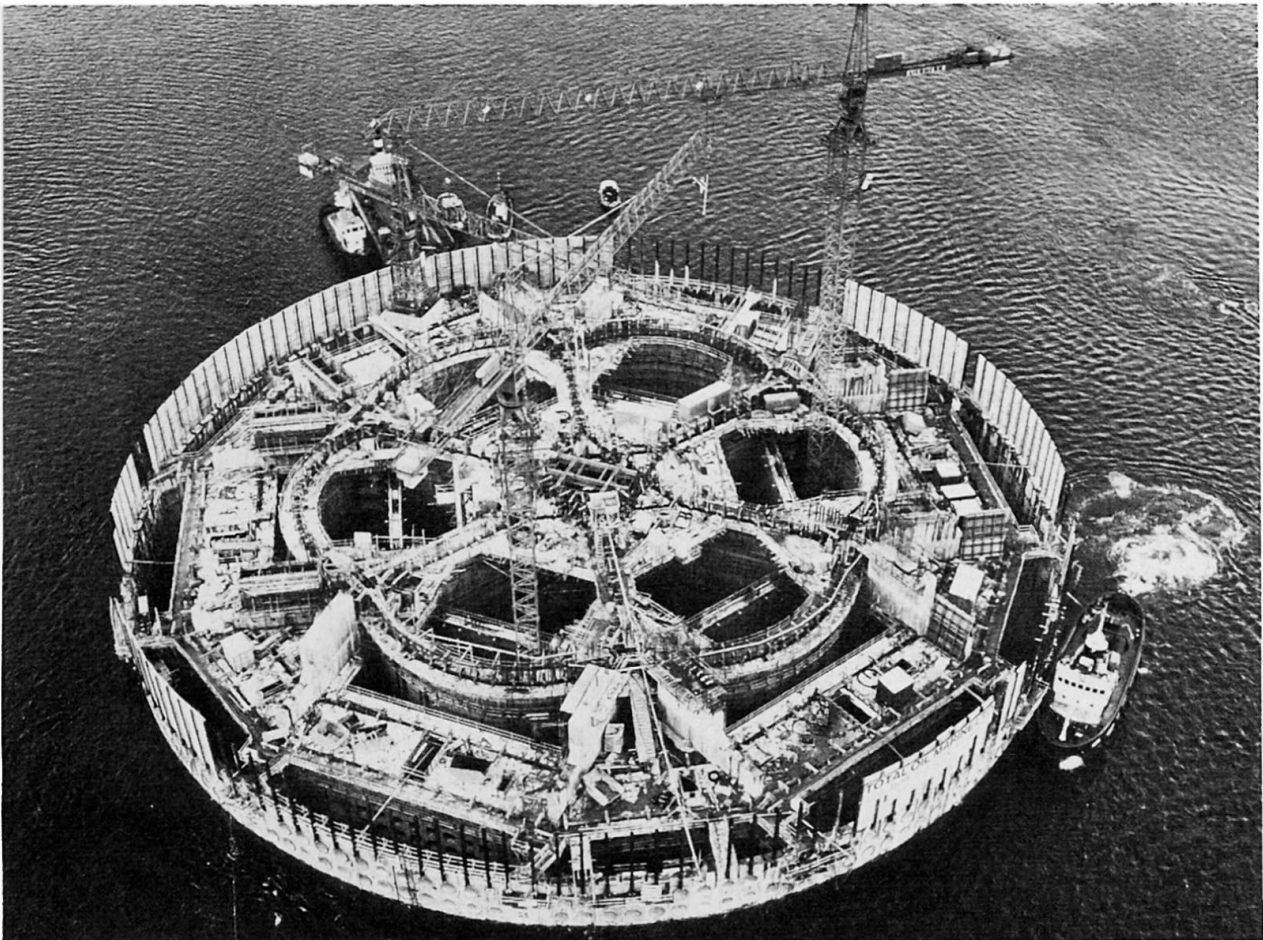


Plate-forme FRIGG CDP.1- début de construction en flottaison

Caractéristiques principales des plates-formes1°) 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 m³
 - . 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 m³ (pouvant être portée à 200.000 m³)
 - . 4 colonnes en béton
 - . volume de béton : 105.000 m³
 - . 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 ³	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 ³	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/mm² and 60 kg/mm², 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],

$$K_t = \sqrt{K_\sigma K_\epsilon} \tag{1}$$

where K_σ and K_ϵ are the stress and strain concentration factors in the inelastic range. Because K_ϵ is the hot spot strain divided by the nominal strain ϵ_n and can be written as

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

Eq. (1) can be rewritten as

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

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,

$$\Delta\epsilon = \Delta\sigma / E + C_p (\Delta\sigma / E C_e)^{K_p / K_e} \tag{4}$$

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

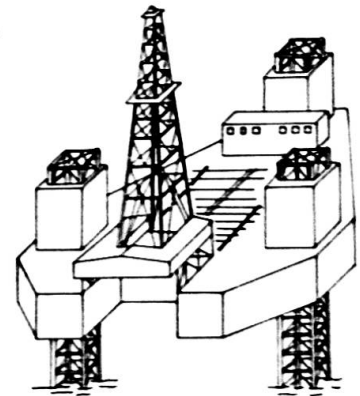


Fig. 1 Offshore Jack-Up Platform

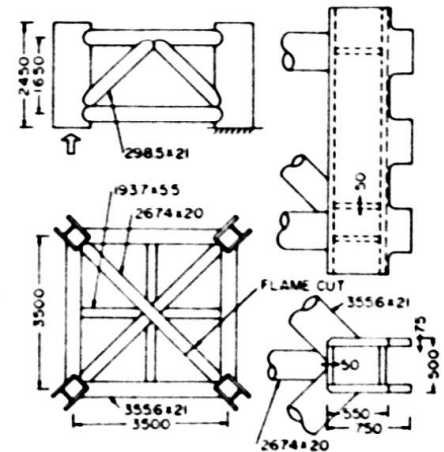


Fig. 2 Full-Scale Joint Specimen

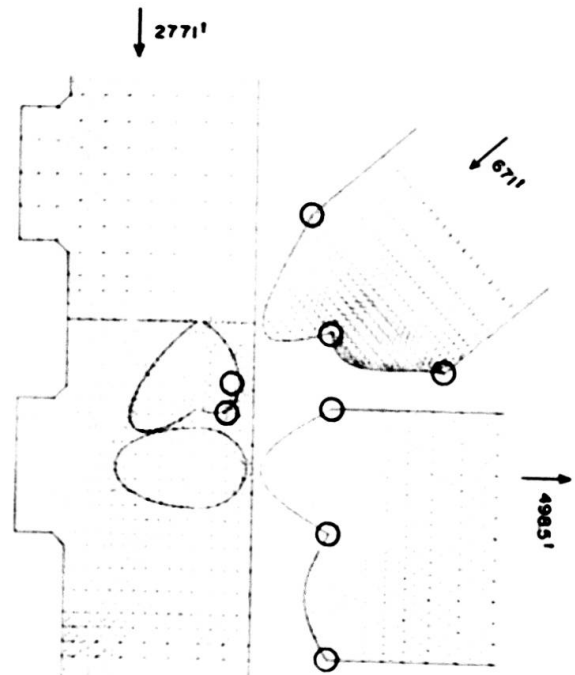


Fig. 3 FEM Analysis on Corner Joint

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_f" is expressed by

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

where K_w is the fatigue strength reduction factor due to the notch at the weld toe. It may be said that K_f 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_f Δε_n 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_t should be replaced by K_f 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/mm² ** SCF = highest stress / average stress

Table 2 SCF's of Fatigue Specimens

type of specimen	Δε _n (%)	Δε (%)	Δσ (Kg/mm ²)	K _t	mean of K _t '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	

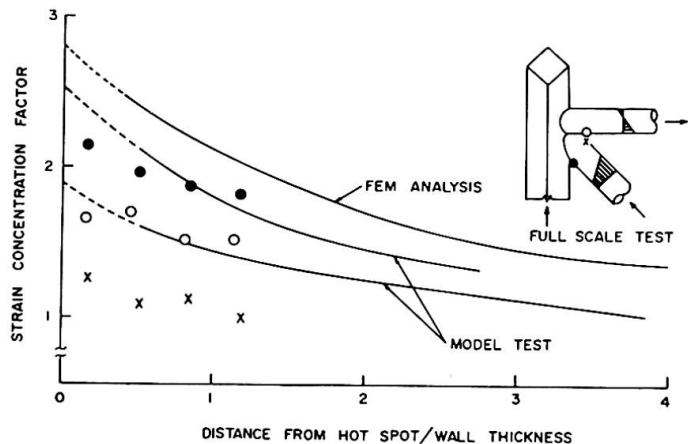


Fig. 4 Strain Distribution in Corner Joint

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.

4. Design of Structure against Cumulative Fatigue

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

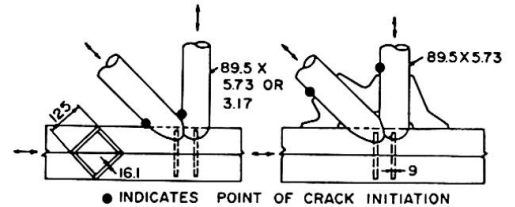


Fig. 5 Model Joints

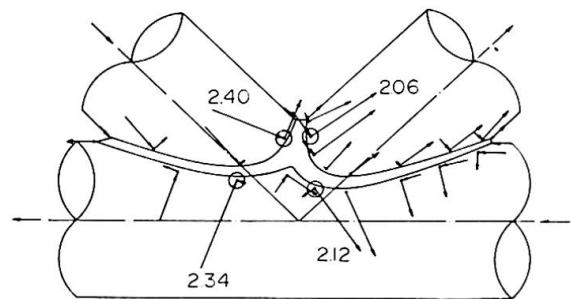


Fig. 6 Principal Stresses in Tubular K-Joint

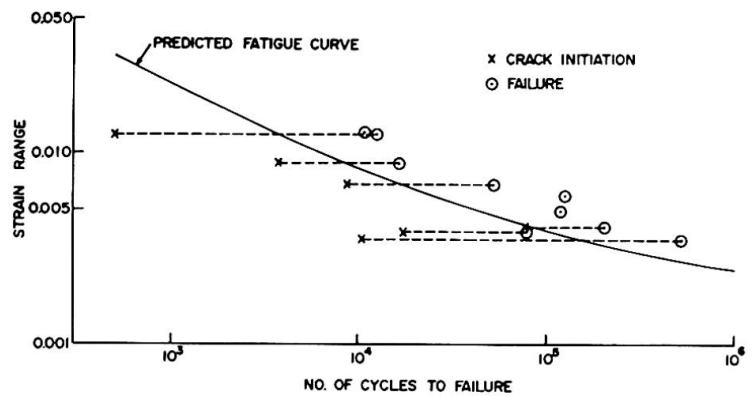


Fig. 7 Fatigue Test results on Model Joints

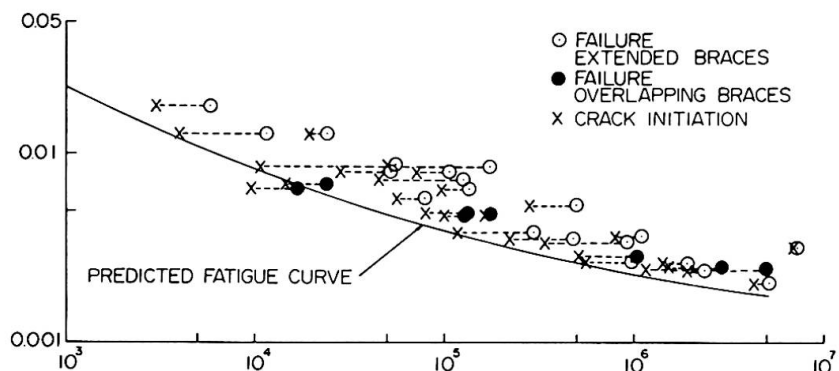


Fig. 8 Fatigue Test Results on Tubular K-Joints

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

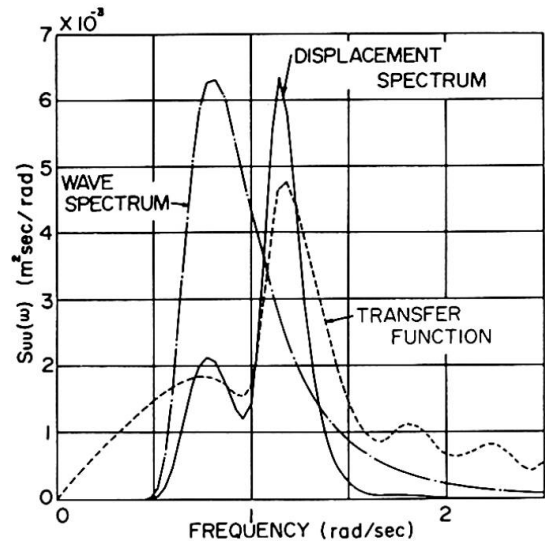


Fig. 9 Displacement Spectrum

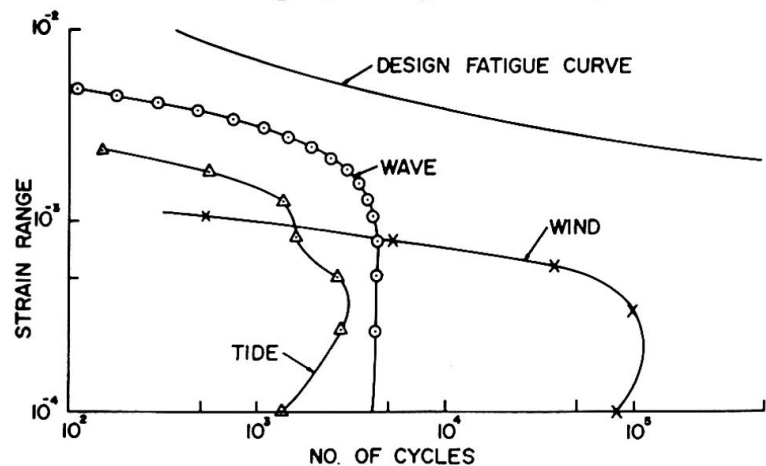


Fig. 10 Strain History Curves

- 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 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_{max}. 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)	σ_{yL} (t/cm ²)	σ_{yc} (t/cm ²)	σ_{yc}/σ_{yL}	σ_B (t/cm ²)	ϵ_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)	σ_{yL} (t/cm ²)	P_{ye} (t)	σ_{yc} (t/cm ²)	P_{max} (t)	σ_{max} (t/cm ²)	P_y (t)	σ_y (t/cm ²)	P_{ye}/P_y or σ_{ye}/σ_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	σ_{yL} (t/cm ²)	σ_{yc}/σ_{yL}	T (mm)	D/T	σ_{yL} (t/cm ²)	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	σ_{yL} (t/cm ²)	σ_{yc}/σ_{yL}	T (mm)	D/T	σ_{yL} (t/cm ²)	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	σ_{yL} (t/cm ²)	σ_{yc}/σ_{yL}	T (mm)	D/T	σ_{yL} (t/cm ²)	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-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	σ_{yL} (t/cm ²)	σ_{yc}/σ_{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	σ_{yL} (t/cm ²)	σ_{yc}/σ_{yL}	T (mm)	D/T	σ_y (t/cm ²)	t (mm)	$\bar{\sigma}_{yL}^A$ (t)	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	σ_{yL} (t/cm ²)	σ_{yc}/σ_{yL}	T (mm)	D/T	σ_y (t/cm ²)	t (mm)	R (mm)	R/r	d (mm)	cos ϕ	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	:	$S=1.47-0.23\log N$	$(370 \leq N \leq 420000)$

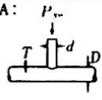




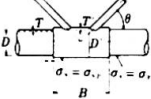
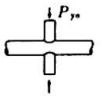
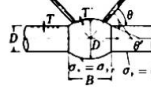

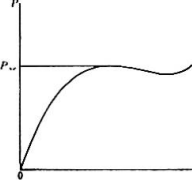
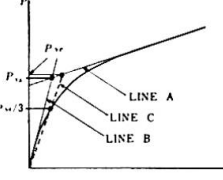
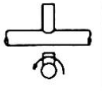
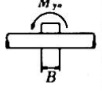




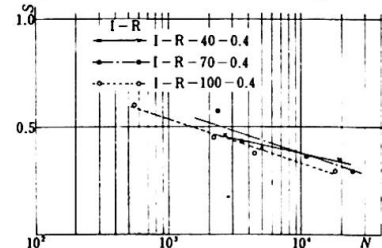
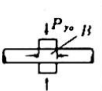


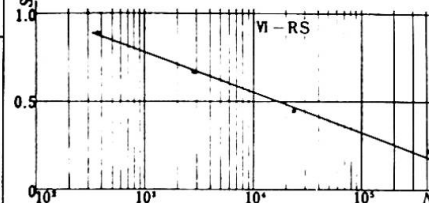
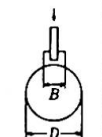


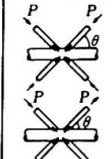
These relations show that the fatigue strength is the minimum for series III, while series VI show the maximum fatigue strength. This means stiffening ring is effective for increasing the fatigue strength of tubular joints.


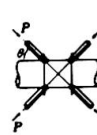
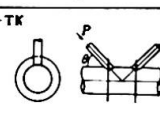
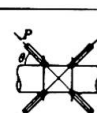

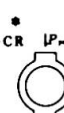
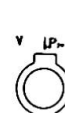



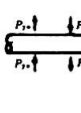
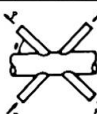
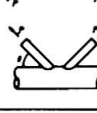
7 DESIGN FORMULAS

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 γ is specified.

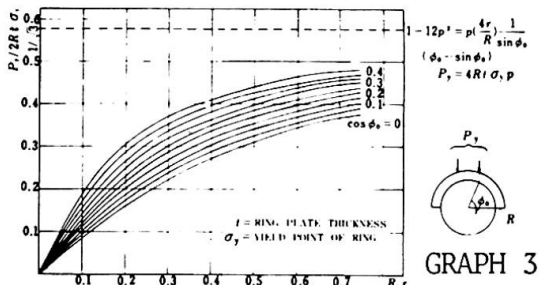
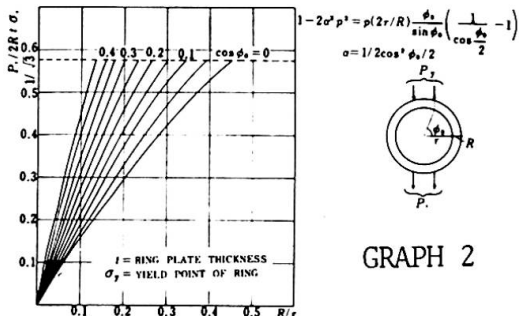
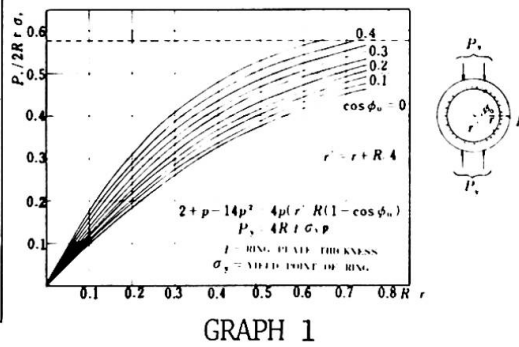
$$P_{all} = SP_y/\gamma$$

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

BASIC TYPE	YIELD FORCE	β	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 $15 \leq D/T \leq 100$ $0.2 \leq d/D \leq 1.0$</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' $\theta - \theta$ $\sigma_{xx} - \sigma_{yy}$</p> <p>WHEN $T/T \leq 2$ $B \geq D (\frac{1}{\tan \theta} + 1.2)$ OR $B \geq D$</p>	<p>VI </p> <p>$\sigma_{xx} = \sigma_{yy}$ $\sigma_z = \sigma_{zz}$ - 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 $15 \leq D/T \leq 100$ $0.2 \leq d/D \leq 1.0$</p>	$\frac{P_{y*}}{\sin \theta}$ $\frac{P_{y*}}{2 \sin \theta}$	<p>T-T' D-D' $\theta - \theta'$ $\sigma_{xx} - \sigma_{yy}$</p> <p>WHEN $T'/T = 2$ $D'/D = 1.4$ $B/D = 1.7$</p>	<p>VI-TK </p> <p>$\sigma_{xx} = \sigma_{yy}$ $\sigma_z = \sigma_{zz}$ - 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 $15 \leq D/T \leq 100$ $0.2 \leq d/D \leq 0.5$</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 $15 \leq D/T \leq 100$ $0.2 \leq d/D \leq 0.5$</p>			
<p>E: III </p>	$\frac{M_{y*}}{\sigma_y T^2} = 7B$ <p>WHEN $15 \leq D/T \leq 100$ $0.6 \leq B/D \leq 2.5$</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 $15 \leq D/T \leq 100$ $0.3 \leq B/D \leq 2.0$</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 $15 \leq D/T \leq 100$ $0.25 \leq B/D \leq 0.8$</p>	P_{y*} $\frac{P_{y*}}{\sin \theta}$	<p>VI - CB </p> <p>VI </p> <p>$\frac{P_{y*}}{2 \sin \theta}$</p> <p>$\frac{P_{y*}}{\sin \theta}$</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 σ_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 $P_y = \frac{P_{y0}}{\sin \theta}$ W-KK  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



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

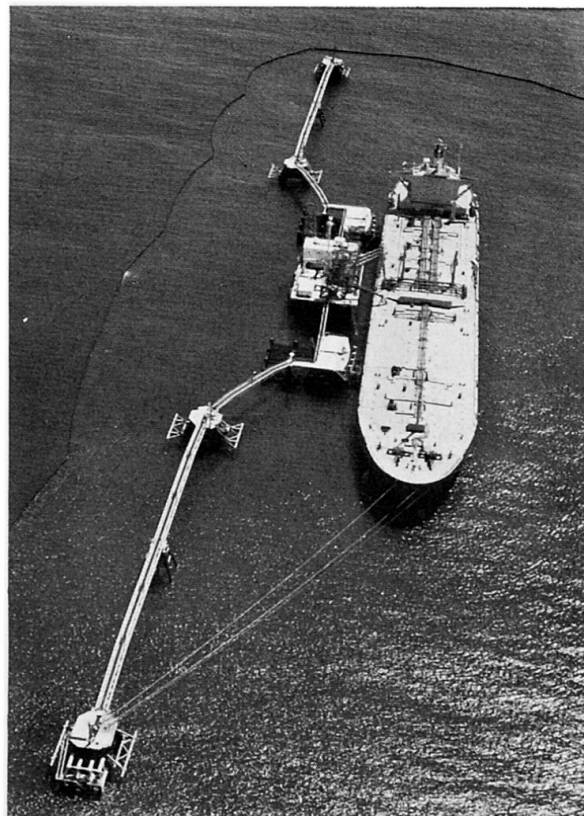
Tokyo, Japan

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

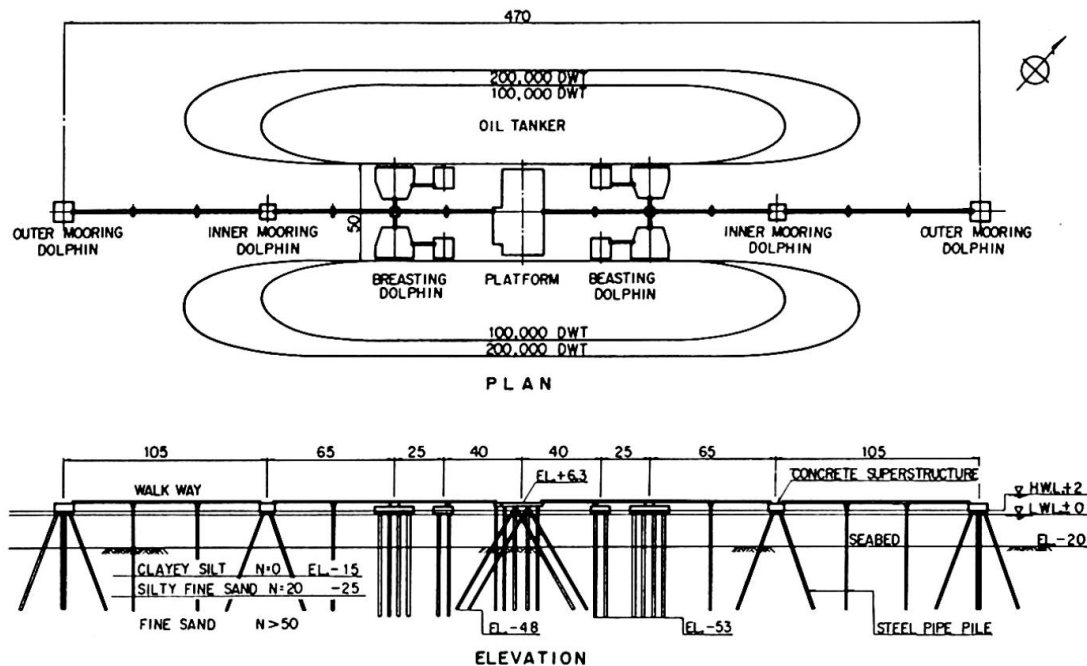
This was constructed in 1968 and is the first seabertth in Japan. It is situated in lat. $35^{\circ}31'N$. and long. $139^{\circ}56'E$. in Tokyo Bay. The works at the site 8 km offshore presented many problems to the engineers who had construction experiences only in the gentle sea protected by breakwaters. 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.

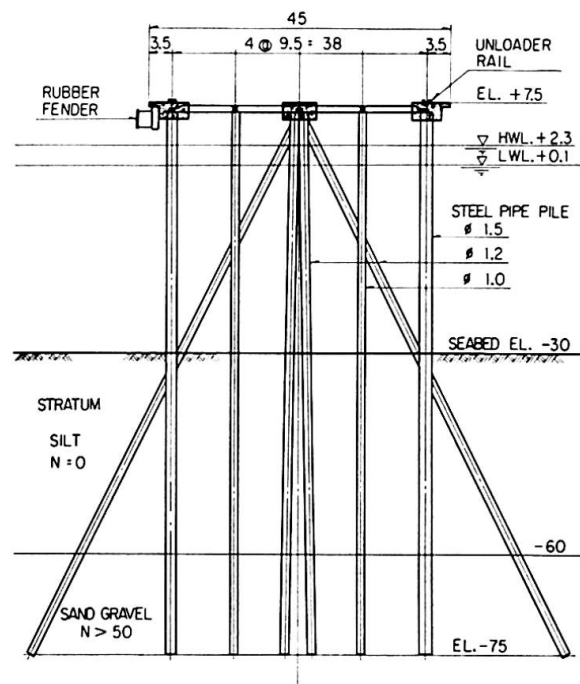
As a result of the performance, interconnecting of pile heads was found to be very difficult due to their swaying at all times by wave action. Several piles had been broken off at seabed before they were interconnected temporarily. Occurance of similar troubles at the oil tanker terminal in Bantry Bay, 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:

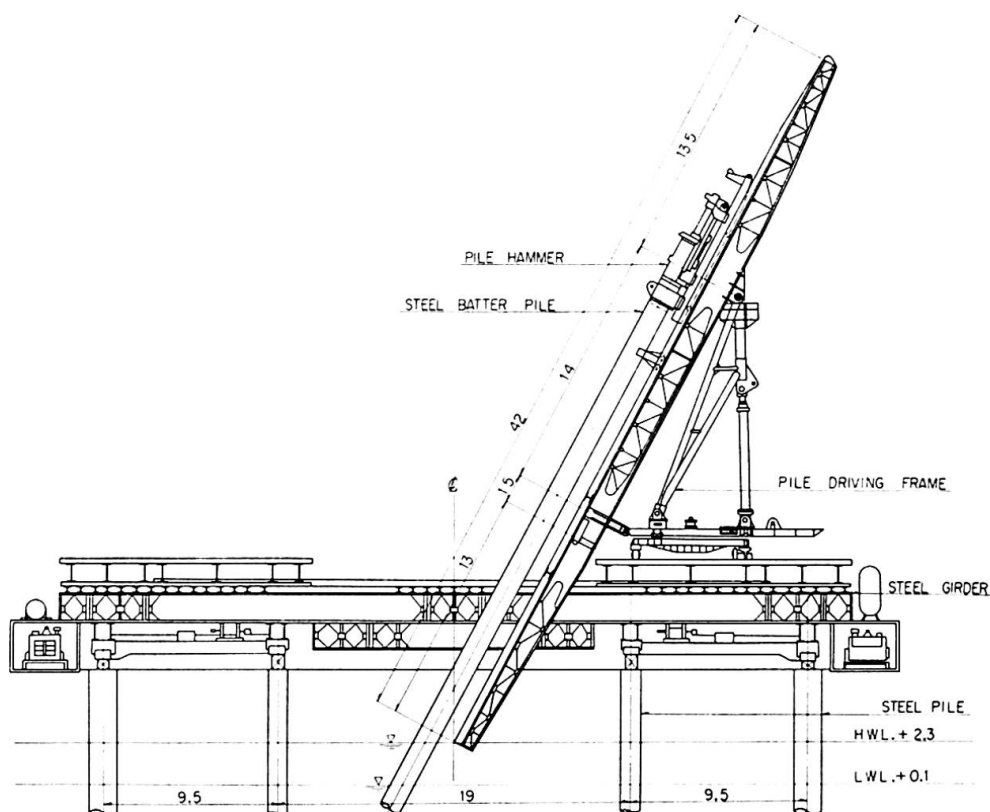
- 1) The vertical piles were driven using a floating barge equipped with an air pile hammer with rated energy 18.7 tm;
- 2) The prefabricated girders were installed on the pile heads;
- 3) The batter piles were driven with an air pile hammer equipped on the lead which is installed on a temporary truss 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

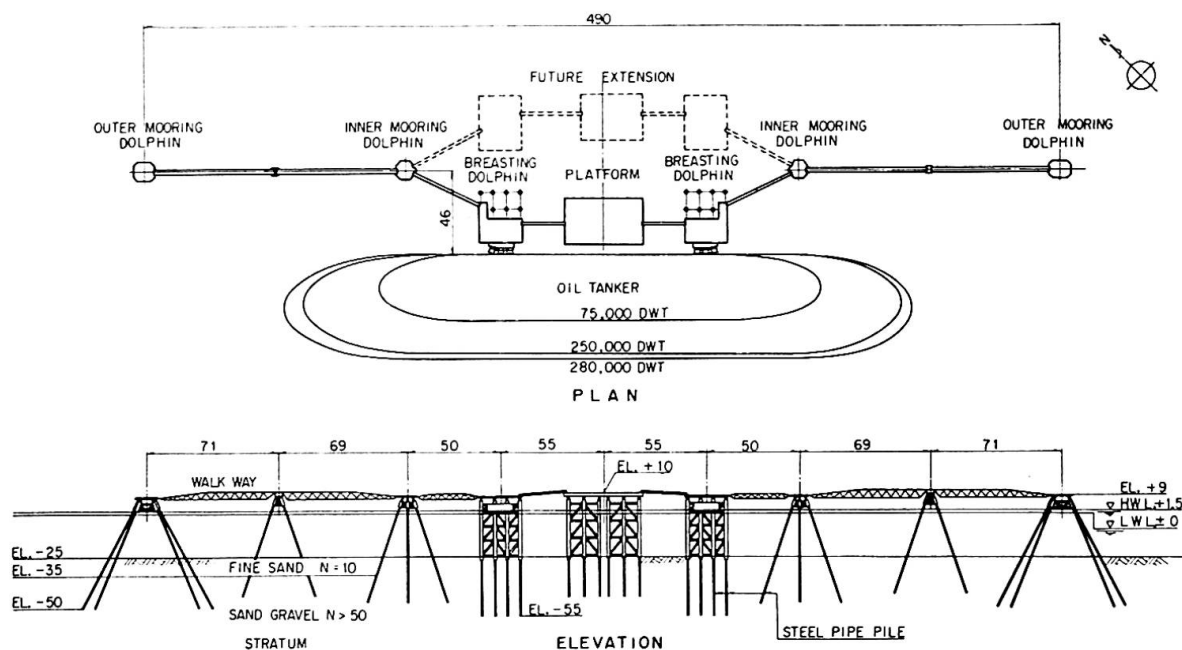
Tomakomai Seaberth was constructed in 1973 and is situated in lat. $40^{\circ}36'N$. and long. $141^{\circ}39'E$. in the open sea 3 km off the coast of Tomakomai.

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

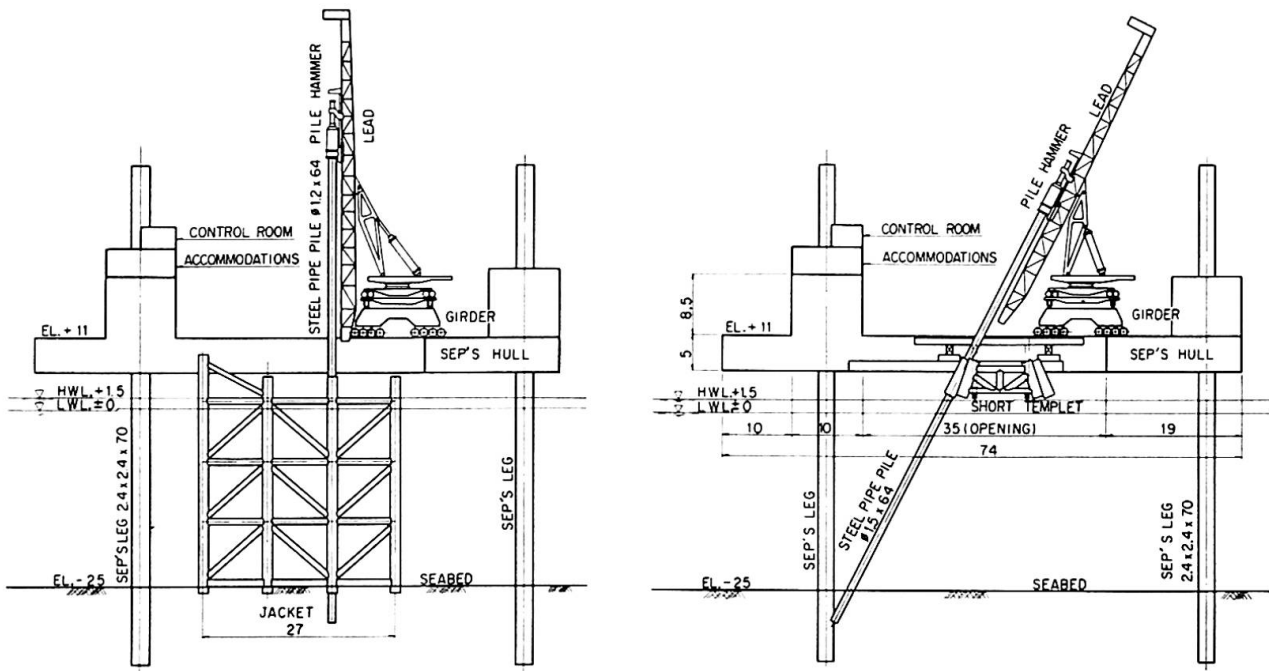


good solution for such purpose.

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 special 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

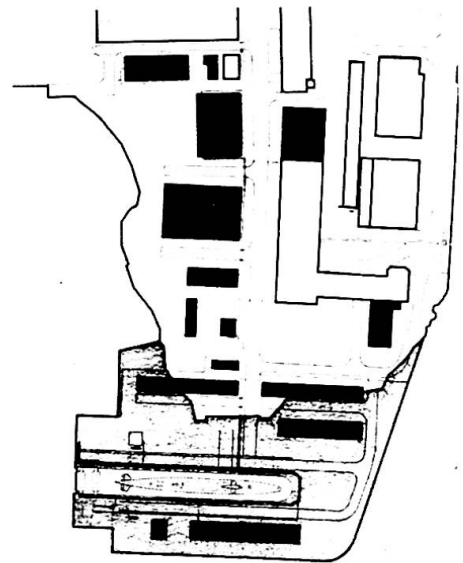
Sous-Directeur des Travaux Maritimes

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).

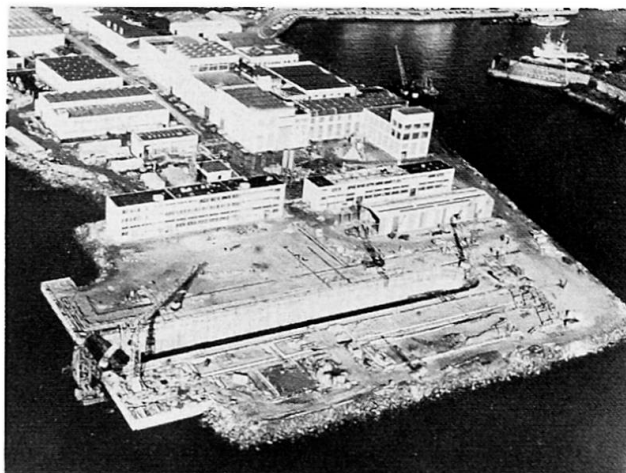
La rigidification était pratiquement imposée par une très sévère contrainte de déformation différentielle maximale tolérable pendant 1 an sur la ligne d'attinage de 160 m. (déformation différentielle inférieure à 3 cm.).

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 ϕ 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.

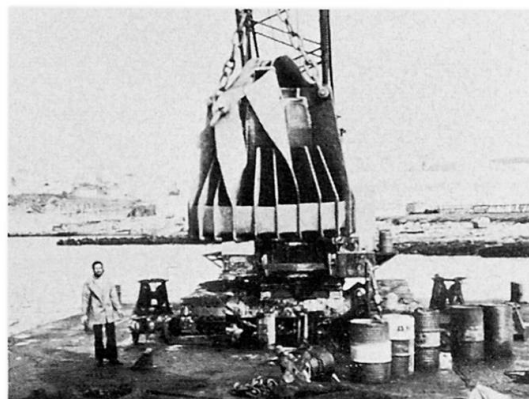
Le problème se complique notablement quand on descend au niveau des efforts locaux. Dans le cas des voûtains constituant les bajoyers, on a théoriquement, en effet, si la cale est découpée en 4 zones de 40 m. de long par exemple, à calculer les ferraillements de chaque lit d'un niveau dans 2.400 cas 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/m³) 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 m², la précision étant de l'ordre de 2 cm., contrôlée par plus de 1.500 points de visée avec report en surface.

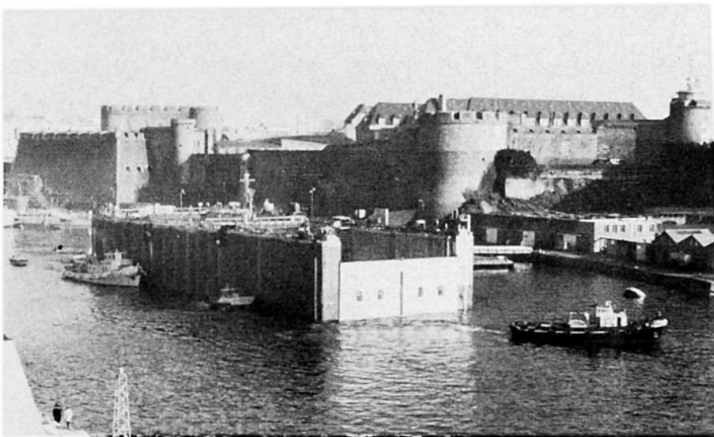
Les caractéristiques d'élasticité obtenues sont plus favorables que toutes celles des diverses hypothèses prises en compte dans les calculs, car relativement homogènes sur toute l'étendue de la plateforme.

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 -

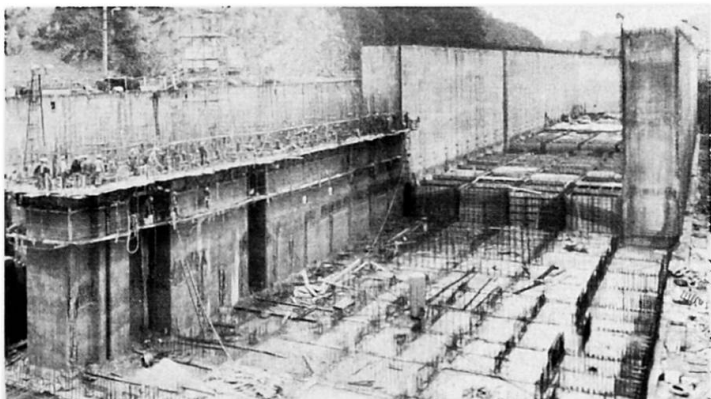
La préfabrication a été réalisée par la technique des coffrages glissants pour les bajoyers, par plots de 70 m. de longueur maximale (développé de plus de 200 m), et avec des coffrages traditionnels pour le radier alvéolaire.

Le bassin représente 56.800 m² de coffrages, 1.500 km d'acier à haute adhérence, 22 km d'acier dur ϕ 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.



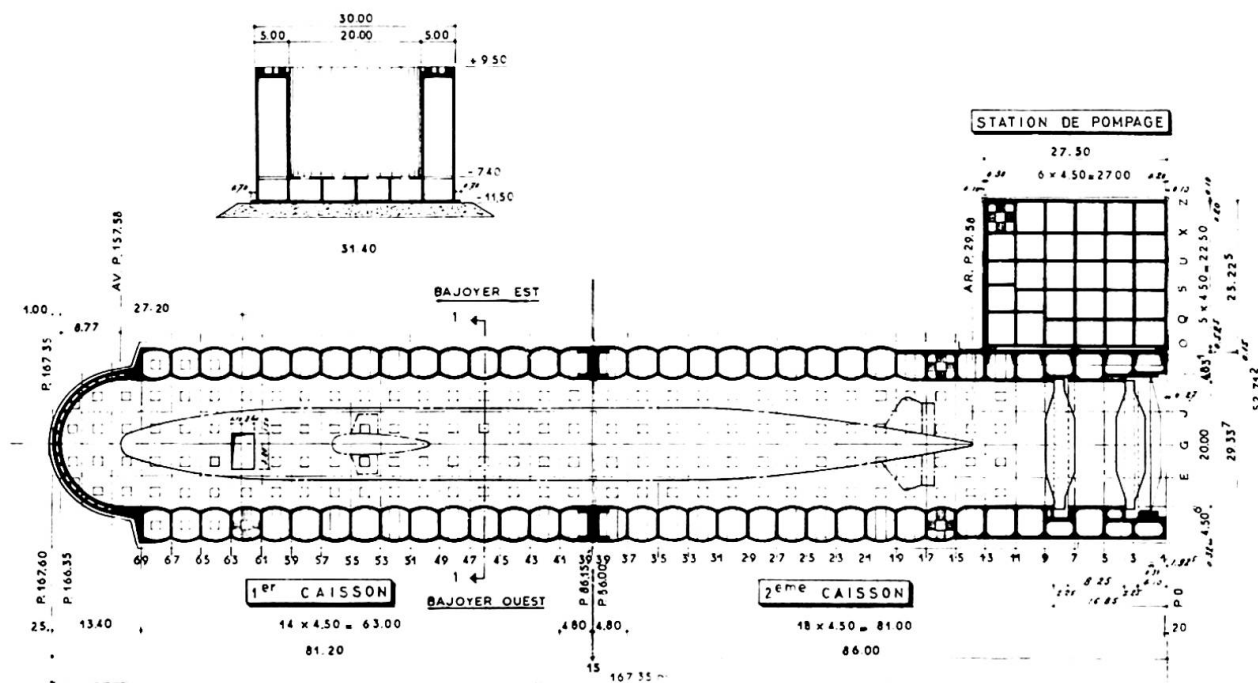
Préfabrication d'un quart de bajoyer du 2^e caisson

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.

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.