



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

Escuela Nacional de Estudios Profesionales
"ACATLAN"



**"CONSTRUCCION DE PLATAFORMAS MARINAS DE
CONCRETO APOYADAS POR GRAVEDAD".**

T E S I S
PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
ALEJANDRO CASTOR VERA TREJO



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

CI/056/1986.

SR. ALEJANDRO CASTOR VERA TREJO
Alumno de la carrera de Ingeniería
Civil.
P r e s e n t e.

De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 17 de junio de 1985, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Construcción de Plataformas Marinas de Concreto Apoyadas por Gravedad", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- Antecedentes Históricos de las Plataformas Marinas.
- I.- Estudios de Factibilidad.
- II.- Análisis Estructural.
- III.- Diseño.
- IV.- Construcción.
- V.- Instalación.
- VI.- Inspección y Mantenimiento.
- Conclusiones.
- Bibliografía.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Jorge Uriarte García, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

A t e n t a m e n t e,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 10 de abril de 1986.


ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO
Coordinador del Programa de
Ingeniería.

EN
PROG

**CONSTRUCCION DE PLATAFORMAS MARINAS
DE CONCRETO APOYADAS POR GRAVEDAD**

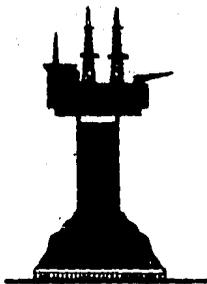


TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION	1
ANTECEDENTES HISTORICOS DE LAS PLATAFORMAS MARINAS	6
CAPITULO I. ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD	18
1.1.0. Factibilidad Técnica	18
1.1.1. Materiales y Mano de Obra	19
1.1.2. Análisis de Superestructura y Cimentación	19
1.2.0. Factibilidad Económica	27
CAPITULO II. ANALISIS ESTRUCTURAL	35
2.1.0. Viento	35
2.1.1. Velocidad Básica de Viento	35
2.1.2. Velocidad Perfilar de Viento	35
2.1.3. Factores de Rafaga	36
2.1.4. Fuerzas de Viento	37
2.2.0. Corriente	40
2.2.1. Perfil de Corriente	40
2.2.2. Fuerzas de la Corriente	41
2.3.0. Oleaje	42

2.3.1.	Fuerza Horizontal de la Ola en un Miembro	43
2.3.2.	Distribución de la fuerza de Ola	44
2.4.0.	Sismo	46
2.4.1.	Métodos de Análisis Sísmico	46
2.4.2.	Análisis Sísmico Dinámico de una Plataforma Marina de Concreto	49
CAPITULO III. DISEÑO		57
3.1.0.	Principales Niveles de Diseño	59
3.1.1.	Nivel 1: Proceso de Diseño Semi-probabilístico	59
3.1.2.	Nivel 2: Proceso de Diseño Probabilístico	59
3.1.3.	Nivel 3: Proceso de Diseño Exacto	60
3.2.0.	Diseño de Estado Límite	60
3.2.1.	Estado de Límite Último	61
3.2.2.	Combinación de Cargas del Estado de Límite Último	62
3.2.3.	Estado Límite de Servicio	63
3.2.4.	Combinación de Cargas del Estado Límite de Servicio	64
CAPITULO IV. CONSTRUCCION		68
4.1.0.	Dique Seco	68
4.1.1.	Generalidades	70
4.1.2.	Fases de Construcción del Dique Seco	72
4.2.0.	Cajón de Cimentación	77
4.3.0.	Subestructura	85
4.4.0.	Superestructura	89
CAPITULO V. INSTALACION		91
5.1.0.	Flotación	91
5.2.0.	Transporte	95
5.2.1.	Transporte del Cajón de Cimentación	99
5.2.2.	Transporte de la Estructura Completa	99
5.3.0.	Estabilidad de Flotación	102
5.4.0.	Inmersión Final	107
5.4.1.	Aterrizaje	107
5.4.2.	Faldón de Penetración	110
5.4.3.	Base de Contacto	115

5.4.4. Nivelación del Terreno	117
CAPITULO VI. INSPECCION Y MANTENIMIENTO	121
6.1.0. Concimientos Técnicos	122
6.1.1. Personal	122
6.1.2. Exámenes	122
6.1.3. Accesos al Trabajo	122
6.1.4. Criterio de Inspección	123
6.1.5. Inspecciones Adicionales	123
6.1.6. Programas de Inspección	123
6.2.0. Generalidades del Concreto	123
6.2.1. Daños	124
6.3.0. Reconocimientos	124
6.3.1. Equipamiento de la Estructura	126
6.4.0. Reparación de Fisuras	129
6.4.1. Fisura Angosta	132
6.4.2. Fisuras Amplias	132
6.4.3. Resinas	132
6.5.0. Resultado de Inspecciones llevadas a cabo	134
6.5.1. Investigaciones Recientes en la Corrosión del Refuerzo	135
6.5.2. Conclusiones	136
CONCLUSIONES	147
BIBLIOGRAFIA	151

TABLA DE GRAFICAS Y FIGURAS

Fig. 1.0.0.	Composición de una Plataforma de Concreto	9
Fig. 1.1.0.	Representación Esquemática de Operación del Sonar de Exploración Lateral	21
Fig. 1.1.1.	Plano de Levantamiento Batimétrico	24
Fig. 2.3.0.	Nomenclatura Utilizada en la Teoría Lineal	45
Fig. 2.3.1.	Valuación de Fuerzas Horizontales	45
Fig. 2.4.0.	Plataforma de Concreto para la Bahía de Campeche, en el Golfo de México	50
Fig. 2.4.1.	Plataforma de Concreto Modelo, Estructura de Base Elástica	51
Fig. 2.4.2.	Configuración de la Estructura de Base Flexible para Excitación Horizontal Sísmica	53
Fig. 2.4.3.	Estructura de Base Elástica, Modos de vibración 1, 2, 3 y 4	55
Fig. 2.4.4.	Estructura de Base Elástica, Cortantes y Momentos	56
Fig. 4.1.0.	Trazo Nivelación y Señalamiento	69
Fig. 4.1.1.	Establecimiento de Dren Principal	71
Fig. 4.1.2.	Excavación del Dique	73

Fig. 4.1.3.	Preparación del Fondo del Dique	74
Fig. 4.1.4.	Distribución General de Instalaciones del Dique Seco	76
Fig. 4.2.0.	Faldón de Penetración	77
Fig. 4.2.1.	Disposición del Armado de Presfuerzo en Losa Inferior ...	78
Fig. 4.2.2.	Sección Horizontal de Diversas Partes de la Losa Inferior	79
Fig. 4.2.3.	Disposición del Armado de Presfuerzo en la Parte Superior del Cajón de Cimentación	80
Fig. 4.2.4.	Colocación de Elementos Prefabricadas que Cierran el Cajón de Cimentación	82
Fig. 4.2.5.	Cajón de Cimentación Cerrado en un 50%	82
Fig. 4.2.6.	Perspectiva de una Dovela que cierra el Cajón de Cimentación	83
Fig. 4.2.7.	Colocación e Inspección de Dovelas Prefabricadas	83
Fig. 4.2.8.	Complemento del Cerrado del Cajón de Cimentación	84
Fig. 4.3.0.	Sección Vertical de una Columna; Disposición del Armado de Presfuerzo	86
Fig. 4.3.1.	Erección de las Columnas de Concreto	87
Fig. 4.3.2.	Procedimiento para Colocar los tubos de Extracción	88
Fig. 5.2.0.	Remolque de la Plataforma Hacia el Sitio Final de Instalación	96
Fig. 5.2.1.	Remolque de la Plataforma Hacia Aguas Profundas	97
Fig. 5.2.2.	Remolque de la Plataforma Hacia Aguas Profundas	98
Fig. 5.2.3.	Construcción y Remolque de una Plataforma de Concreto ...	100
Fig. 5.2.4.	Pruebas de Inclinación para Comprobar la Estabilidad en la Plataforma de Concreto	101
Fig. 5.3.0.	Estabilidad de Flotación	104
Fig. 5.3.1.	Estabilidad de Flotación	104
Fig. 5.4.0.	Estimación de Altura Total de una Plataforma	109
Fig. 5.4.1.	Faldón de Penetración	111
Fig. 5.4.2.	Acción de las Fuerzas Horizontales en la Plataforma	113
Fig. 5.4.3.	Capacidad del Suelo y Faldón a Diferentes Profundidades de Penetración	113
Fig. 5.4.4.	Condiciones del Estado del Mar para Instalación	114
Fig. 5.4.5.	Variación en el Faldón por la presión del Agua	114

Fig. 5.4.6.	Base de Contacto y Configuración de Faldones para Diferentes Plataformas de Concreto Instaladas en el Mar del Norte	116
Fig. 5.5.0.	Plataforma Petrolera Completa en todas sus Partes Mecánicas e Hidráulicas	120
Fig. 6.3.0.	Sensores de Presión de Poro	125
Fig. 6.3.1.	Sensores de Tensión en la Base de Contacto	127
Fig. 6.3.2.	Sistema de Ajuste de Longitud en Término Vertical	128
Fig. 6.3.3.	Acelerómetros, Anemómetros y Medidores de Ola	130
Fig. 6.3.4.	Sensores de Tensión	131
Fig. 6.3.5.	Sistema de Anti-liquefacción	133
Fig. 6.6.0.	Perspectiva de la Plataforma Petrolera Cormorant "A"	139
Fig. 6.6.1.	Perspectiva de la Plataforma Petrolera Statfjord "B"	140
Fig. 6.6.2.	Perspectiva de la Plataforma Petrolera "Ninian"	141
Fig. 6.6.3.	Perspectiva de la Plataforma Petrolera "Dunlin"	142
Fig. 6.6.4.	Perspectiva de la Plataforma Petrolera Brent "B"	143
Fig. 6.6.5.	Perspectiva de la Plataforma Petrolera Frigg "CDP1"	144
Fig. 6.6.6.	Perspectiva del Tanque "EKOFISK"	145
Fig. 6.6.7.	Perspectiva de la Plataforma a Construirse en la Bahía de Campeche México	146
Gráfica Nº 1	Areas-Carga, Disponible en una Plataforma de Concreto de una Columna	29
Gráfica Nº 2	Areas-Carga, Disponible en una Plataforma de Concreto de dos Columnas	31
Gráfica Nº 3	Espectro-Respuesta	48
Gráfica Nº 4	Variación de la Altura Metacéntrica en Diferentes Profundidades de Calado (Inmersión de Plataforma)	108
Gráfica Nº 5	Penetración de Agua de Mar en el Concreto a Diferentes Profundidades Marinas	118
Gráfica Nº 6	Costo-Area	137

INTRODUCCION

El hombre desde su aparición sobre la faz de la tierra siempre ha hecho uso de la riqueza natural que existe en el medio ambiente, primero para satisfacer sus necesidades elementales y posteriormente para desarrollar actividades que lo llevan a completar su condición Innata de " ser superior ".

Su evolución ha estado ligada al empleo de la energía en sus distintas formas.

Sin lugar a dudas el descubrimiento de fuego marcó el primer acontecimiento importante de la historia de la civilización, misma que al correr de los siglos, ha experimentado avances acelerados cada que el hombre ha encontrado alguna nueva fuente de energía o descubierto los medios para aprovecharla.

La utilización de la fuerza de tracción de los animales permitió la aparición de la agricultura, y con ello el asentamiento de pueblos y surgimiento de las antiguas culturas.

Con el nacimiento de la vela se aprovecho la energía del viento dando-- se un fuerte impulso al comercio e intercambio de conocimientos entre los - pueblos.

El uso de la energía cinética de las corrientes de agua liberó al hom-- bre de una gran cantidad de tareas que implicaban un enorme esfuerzo físico, dando lugar a la creación de los primeros talleres y fábricas, remotos ante-- cesores de las modernas plantas industriales.

La invención del motor de vapor logró la transición de la producción ar-- tesimal a la producción masiva. Dando origen a una verdadera revolución so-- cial y económica.

Ya en épocas contemporaneas los enormes avances técnicos han creado cam-- bios en la forma de vida de la humanidad. Pudiendo citar por ejemplo: el -- avión que recorre distancias en tiempos mínimos, el teléfono que permite la comunicación directa de persona a persona desde cualquier parte del mundo o bien las complejas naves espaciales que han permitido conocer parte del cos-- mos etc.

Hoy en día el hombre acorde con su pensar evolucionista hace uso de un-- recurso natural que es fuente de energía y materia prima para la industria y que si en este momento dejara de existir el mundo quedaria paralizado casi - en su totalidad, este recurso es " El Petróleo " (la palabra proviene del - latín petróleum, petra-piedra y oleum-aceite, que significa aceite de piedra). compuesto básicamente de la combinación de carbono e hidrógeno (hidrocarbo-- no).

La mayoría de los yacimientos petroleros descubiertos hasta la fecha -- tienen su origen en los periodos terciario, cretácico, paleozoico primario y cámbrico, es decir de 10 a 60 millones de años antes de nuestra era.

El petróleo se ha convertido en la palabra más sustancial, casi mágica, del desarrollo económico; la necesidad que la gente se ha hecho de él, ha -- creado una industria fenomenal que actualmente produce y consume cerca de 50 millones de barriles diarios. Alcanzando en 1979 un consumo mundial prome--

dio de 62.3 millones de barriles diarios.

A pesar de la búsqueda y el desarrollo de otras fuentes de energía el petróleo se mantiene en primer plano teniendo además un promisorio futuro. Técnicos especialistas en la materia se han dedicado a estudiarlo utilizando: datos, proyecciones, tendencias y un sin número de conocimientos técnicos y científicos. Se han asomado al futuro y lo que han descubierto nos permite mantener tranquila nuestra dependencia hacia él, un poco más allá del año -- 2000, debido a la extraordinaria disponibilidad de este recurso.

Viendo algunos de los resultados de estas investigaciones se tiene que en la historia, la humanidad ha consumido alrededor de 500,000 millones de barriles de hidrocarburos. Las reservas probadas actuales del mundo ascienden a 678,888 millones de barriles y se estima que aún existen al menos 1.5 billones de barriles por descubrir.

En 1978 el petróleo y el gas satisfacían el 72% de la demanda energética mundial, el carbón contribuía con el 19%, la hidroeléctrica con el 7% y la energía nuclear con el 2%. En el año 2000, se estima que los hidrocarburos satisfacerán el 52% de la demanda, el carbón el 24%, la energía nuclear el 17% y otras fuentes el 7%. Aunque el porcentaje bajará del 72% a 52% la producción deberá subir debido al incremento poblacional (seremos aproximadamente el doble de seres humanos), aún con todo esto la producción podrá satisfacerse en forma ininterrumpida más allá del año 2025.

Los cálculos anteriores son simples resultados de estimaciones matemáticas que indican, que en el mundo quedan suficientes recursos hidrocarburiíferos para asegurar el constante crecimiento de la industria petrolera.

Es por lo tanto incuestionable la importancia de este recurso dentro de la vida diaria del hombre, más sin embargo para su utilización se requiere de procedimientos técnicos cada vez más eficientes, tanto para extraerlo como para detectarlo potencialmente, sin importar la zona en la que se localice. Pudiendo estar en tierra firme o a profundidades marinas.

Para su explotación la industria petrolera ha utilizado en los últimos

años gran diversidad de equipo, colocandolo dentro de una "plataforma" ---- (estructuras generalmente construidas con acero) la cual a su vez está --- instalada en tierra firme o en aguas marfnas.

Pensando en la extraordinaria disponibilidad del petróleo resulta lógico entender el auge actual de los medios de explotación (y en particular el de las plataformas), especialmente para los yacimientos localizados en el - mar, pues del consumo mundial citado, aproximadamente el 20% procede de re- giones marftimas, tendiendo ha incrementarse.

Como resultado de la continua actualización de los medios de explota- ción hoy en día se están construyendo: plataformas de concreto (además de - las de acero), para operación marina presentando de este modo una nueva y - mejor opción para la explotación petrolera en mar abierto.

La multifuncionalidad de estas nuevas plataformas (en una sola es posi- ble perforar, producir, almacenar, etc.), y su comportamiento estructural en condiciones tan adversas de viento, oleaje y sismo son entre otros puntos ra zones que empiezan a marcar la pauta hacia el futuro desarrollo de las es- - tructuras marinas.

El presente trabajo motivado por el interes de conocer esta nueva alter- nativa de explotación ha sabiendas de la posibilidad de construir una seme- jante en aguas mexicanas, pretende dar ha conocer brevemente todas la fases para llevar a cabo un proyecto de esta naturaleza, así como demostrar teóri- camente que es posible construir una plataforma de concreto en cualquier par- te del mundo donde se tenga experiencia en el uso del presforzado, siendo -- ésta rentable.

En el primer capítulo, se abordará la factibilidad. Incluye la rentabi- lidad en función del área útil de la plataforma, los estudios mínimos neces- rios en el lugar de construcción y la disponibilidad de los materiales y la mano de obra ha emplear según ciertos criterios y restricciones.

En el segundo capítulo, disponiendo de conceptos técnicos, se examina- rán los efectos causados en las estructuras por las acciones del viento, el oleaje, la corriente y el sismo, ejemplificando en forma detallada el análi-

sis para ésta última condición ambiental.

En el tercer capítulo, se hablará en base a los códigos que rigen la construcción de plataformas marinas (ACI, API, DnV etc.) de los diferentes niveles de diseño y del como evaluar las cargas para diseñar adecuadamente.

En el cuarto capítulo, se presentarán las cuestiones más prácticas, es decir el proceso constructivo de la plataforma, desde faldones y cajón de cimentación hasta subestructura y superestructura. Incluyendo también en forma detallada el sitio para la construcción de plataformas, llamado "Dique -- Seco".

En el quinto capítulo, haciendo referencia ha fundamentos hidrostáticos se demostrará la flotación de la plataforma dentro del dique y en mar abierto, la manera en que es remolcada y las operaciones realizadas para su instalación final.

El último capítulo, estará dedicado a la inspección y el mantenimiento de las plataformas. Llevando a cabo apartir de los requisitos marcados por los reglamentos de: ACI, API y DnV, haciendo hincapie en la instrumentación con la que debere contar la estructura para detectar grietas, asentamientos, desplazamientos, incrementos de ola, temperatura de líquidos contenidos etc. Y se presentarán resultados de inspecciones llevadas a cabo recientemente en algunos países.

ANTECEDENTES HISTORICOS DE

LAS PLATAFORMAS MARINAS

Estos antecedentes están referidos en particular a las plataformas de concreto.

La utilización de tales estructuras en el medio marino es muy antigua y numerosa, entre muchas aplicaciones, podemos mencionar algunas como muelles formadas por losas y vigas apoyadas sobre pilotes de concreto, muros de defensa marítimas colados en sitio, rompeolas, barcos, tetrapodos, faros, etc.

Fué hacia el año de 1920 cuando se construyó la primera plataforma de concreto, ésta fué colada en el lugar sobre pilotes que trabajaban por fricción en el Lago de Maracaibo Venezuela, pero debido a su pequeña dimensión no aportó nada trascendental para el futuro desarrollo de este tipo de estructura.

Las primeras grandes estructuras de concreto de que se tiene noticia, fueron los faros construídos en el mar Báltico por el año 1930; aproximadamente por ésta misma época y debido a la producción de petróleo en el Lago

de Maracaibo Venezuela, se inicia la construcción de estructuras con pilas de concreto, los cuales penetran dentro del fango por peso propio.

Sin embargo hasta hace pocos años, las plataformas marinas de concreto no tenían gran relevancia y es, con el descubrimiento del petróleo en el Mar del Norte que estas estructuras reciben un gran impulso.

En el año de 1971, fue ordenada la construcción de la plataforma marina de concreto EKOFISK cuyo objetivo era exclusivamente el almacenamiento de un millón de barriles de crudo; después de la exitosa instalación de este tanque en el Mar de Norte en 1973, fueron ordenadas otras 12 plataformas en un lapso de 19 meses, ésto es desde julio de 1973 hasta marzo de 1975 -- después de las cuales sólo se han ordenado las plataformas STATJORD B y C. (que almacenan dos millones de barriles cada una independientemente de perforar y producir) y las GULFAKS A y B (actualmente en construcción y prevista su instalación para 1986 y 1988 respectivamente). Por lo que concierne a plataformas instaladas en el Océano Atlántico se cuenta hasta la fecha con 3 que a partir de 1977 operan en aguas brasileñas.

Todas las plataformas mencionadas con anterioridad, han sido diseñadas adoptando el mismo concepto de cimentación, apoyadas por gravedad en el fondo marino, debido al gran peso propio de la plataforma y el lastre colocado en el cajón de cimentación, ya que este proceso proporciona un contacto continuo con el lecho marino y es suficiente para resistir las fuerzas generadas por el viento, el oleaje, las corrientes y los sismos. La profundidad de desplante ha variado dentro de un rango muy amplio desde 12 hasta 160 mts.

Cabe señalar que los países que han desarrollado un mayor esfuerzo en lo que a tecnología de plataformas de concreto se refiere son: Noruega, Inglaterra, Francia y los Países Bajos. Aunque también los Estados Unidos de Norteamérica han contribuido en este renglón.

DESCRIPCION GENERAL DE LAS PLATAFORMAS DE CONCRETO

Las plataformas de concreto se apoyan en el suelo marino y su propio peso es suficiente para mantenerse estables así pues entre más peso tengan - mayor será su estabilidad. Una estructura de este tipo pesa aproximadamente 250,000 Tons. de las cuales 20,000 Tons. representan únicamente el acero de refuerzo utilizado para armar el concreto. Se componen esencialmente de -- tres partes : (Véase la fig. I.I.O)

- i) Cimentación
- ii) Subestructura
- iii) Superestructura

i) Cimentación.

Está compuesta de entre 5 hasta 100 celdas cilíndricas o rectangulares con una altura que varía de 30 a 60 m. con un área de apoyo que por lo general abarca unos 10,000 m². de forma cilíndrica o poligonal la cual tiene tres funciones principales.

- a) Sus dimensiones le deben dar una estabilidad que sea capaz de soportar la torre o torres de concreto (subestructura) y la cubierta (superestructura) así como todos los tipos de equipamiento, risers tubos "J", -- etc.
- b) Se debe de constituir en un lanchón capaz de transportar en posición vertical la torre o torres de concreto.
- c) Debe funcionar como tanque de lastre o almacenamiento una vez puesta en operación.

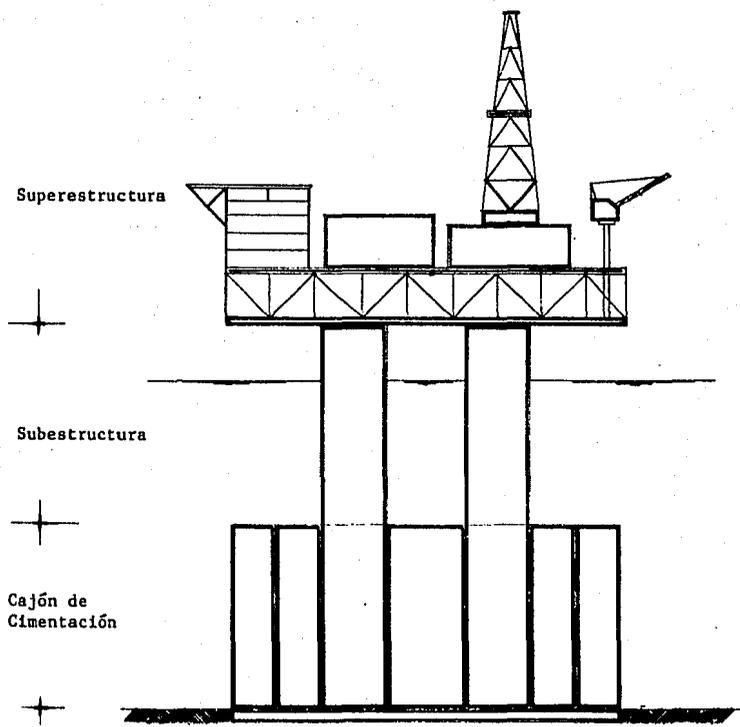


Fig. 1.0.0 COMPOSICION DE UNA PLATAFORMA DE CONCRETO.

Las celdas deben ser lastradas constantemente con agua o petróleo, - a fin de evitar el flotamiento, la presión hidrostática, interior debe mantenerse siempre por debajo de la presión exterior de tal manera que no pueda - fugarse el petróleo y evitar agrietamientos nocivos para el acero de pres--- fuerza.

ii) Subestructura.

Es el resultado de la prolongación sobre las celdas de cimentación de una, dos, tres o cuatro columnas cuya sec--- ción se reduce hacia la parte superior, o zona de cubier- tas, con la finalidad de exponer menos área a la acción - del viento, oleaje o corrientes.

La altura de las columnas es de 100 a 140 m. y sobre és-- tas descansa la cubierta.

Dentro de las columnas se encuentran instaladas las tuberías de as-- censión y en muchas ocasiones funcionan como depósitos de almacenaje.

iii) Superestructura.

Es la parte superior de la plataforma llamada cubierta, la cual está fabricada en acero con el objeto de reducir su peso estructural para una mejor maniobrabilidad.

En la cubierta se encuentran contenidas todas las instala- ciones mecánicas requeridas para las funciones que tendrá la plataforma, así como las de servicio para el personal.

Precisamente una característica de las plataformas de concreto es la extraordinaria disponibilidad de área en cubierta, por lo cual en una sola - plataforma es posible tener instalaciones para diferentes funciones tales como; perforación, producción, proceso, enlace, habitación, etc. amén del almacenaje en cimentación.

En la tabla No. 1. se presentan las características de varias plata- formas instaladas en el Mar del Norte y en el Océano Atlántico.

**** TABLA N^o 1**

PRINCIPALES CARACTERISTICAS DE LAS PLATAFORMAS DE CONCRETO INSTALADAS EN EL MAR DEL NORTE

PLATAFORMA	FUNCION PRINCIPAL	ALTURA DE OLA DE DISEÑO M	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE M.	VOL. DE CONCRETO M3.	AREA DE CEMENT. M2.	CAP. DE ALMACENAMIENTO MILL. DE BARRILES.	AÑO DE INSTALACION
1. EKOFISK (N).	ALMACENAMIENTO.	24	70	85,000	7,400	1.0	1973
2. BERYL A. (UK)	PERFORACION	29.5	120	60,000	6,300	0.93	1975
3. BRENT B (UK)	PERFORACION PRODUCCION ALMACENAMIENTO.	30.5	142	65,000	6,300	1.10	1975
4. FRIGG CDP 1 (UK)	PERFORACION PRODUCCION COMPRESION	29	140	55,000	5,600	-	1975
5. FRIGG TP 1 (UK)	PRODUCCION	29	104	49,100	5,600	-	1976
6. FRIGG McPOL (UK)	ESTACION DE COMPRESION	29	94	60,000	6,600	1.10	1976
7. BRENT D (UK)	PERFORACION PRODUCCION ALMACENAMIENTO.	30.5	142	70,000	6,400	1.10	1976
8. BRENT C (UK)	PERFORACION PRODUCCION ALMACENAMIENTO.	30.5	142	105,000	10,300	0.65	1978

PLATAFORMA	FUNCION PRINCIPAL	ALTURA DE OLA DE DISEÑO H	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE M.	VOL. DE CONCRETO M3.	AREA DE CIMENT. M2.	CAP. DE ALMACENAMIENTO MILL. DE BARRILES.	AÑO DE INSTALACION
9. CORMORANT A. (UK)	PERFORACION PRODUCCION ALMACENAMIENTO.	30.5	152	130,000	10,000	1.0	1978
10. DUNLIN A. (UK)	PERFORACION PRODUCCION ALMACENAMIENTO.	30.5	152	90,000	10,600	0.85	1977
11. STATFJORD A. (N).	PERFORACION PRODUCCION ALMACENAMIENTO.	30.5	149	89,000	7,900	1.30	1977
12. FRIGG TcP (N).	TRATAMIENTO PRODUCCION COMPRESION	29	104	60,000	9,300	-	1977
13. NINJAM (UK)	TRATAMIENTO PRODUCCION	31.2	142	142,000	15,400	-	1978
14. STATFJORD B. (N).	PERFORACION PRODUCCION ALMACENAMIENTO.	30.5	149	135,000	18,000	2.0	1981
15. STATFJORD C. (N).	PERFORACION PRODUCCION ALMACENAMIENTO.	30.5	149	125,000	13,000	2.0	1984

PLATAFORMA	FUNCION PRINCIPAL	ALTURA DE OLA DE DISEÑO M	PROFUNDIDAD DE DESPLANTE M.	VOL. DE CONCRETO M3.	AREA DE CIMENT. M2.	CAP. DE ALMACENAMIENTO MILL. DE BARRILES.	AÑO DE INSTALACION
16. PUB 3. PETROBRAS (B)	PERFORACION PRODUCCION ALMACENAMIENTO.	11	15	15,000		0.125	1977
17. PUB 2. PETROBRAS (B)	PERFORACION PRODUCCION ALMACENAMIENTO.	11	15	15,000		0.125	1977
18. PAG. 2. PETROBRAS (B)	PERFORACION PRODUCCION ALMACENAMIENTO.	11	15	15,000		0.125	1978
19. *GULLFAKS A. (N)	PERFORACION PRODUCCION ALMACENAMIENTO.	30.5	133	120,000	11,000	2.0	1986
20. *GULLFAKS B (N)	PERFORACION PRODUCCION COMPRESION.	30.5	142	95,000	10,000	-	1988

(N). NORUEGA (MAR DEL NORTE)
 (UK). REINO UNIDO (MAR DEL NORTE)
 (B). BRASIL (OCEANO ATLANTICO).
 * ACTUALMENTE EN CONSTRUCCION.

** ESTUDIO REALIZADO POR LA DnV (DET NORSKE VERITAS) PUBLICADA POR SPE (SOCIETY OF PETROLEUM ENGINEERS)

DIFERENCIAS ENTRE PLATAFORMAS DE CONCRETO Y ACERO.

En la actualidad el escenario de la producción de plataformas fijas en profundidades marinas está determinada por la comparación entre la materia prima de construcción que es : el acero y el concreto.

De ambos tipos de plataformas se puede obtener una gran variedad de configuraciones, sin embargo para su construcción y funcionamiento existen marcadas diferencias que son determinantes en la selección de uno u otro tipo de plataforma, el punto principal radica esencialmente en el costo.

En la Tabla No. 2. se presentan algunas de las principales diferencias entre este tipo de plataformas :

* T A B L A N o . 2

DIFERENCIAS ENTRE PLATAFORMAS DE CONCRETO Y ACERO

C O N C E P T O	PLATAFORMA DE ACERO	PLATAFORMA DE CONCRETO
1. Tiempo de construcción e instalación.	6 meses	10 meses
2. Operabilidad	100% aprox.	100% aprox.
3. Cimentación	Piloteado.	Semiprofunda ó profunda.
4. Tiempo de Vida	20 años.	50 años.
5. Resistencia a daños.	Mínima.	Máxima.
6. Resistencia al Fuego.	Mínima.	Máxima.
7. Reparabilidad	Soldable pero muy costosa.	Puede ser reparada con mediana dificultad.
8. Corrosión y Mantenimiento	Protección catódica y pintura.	Rígido control de calidad del concreto durante su construcción.
9. Fuerzas Ambientales.	Para un período de 100 años.	Para un período de 100 años.

CONCEPTO	PLATAFORMA DE ACERO	PLATAFORMA DE CONCRETO
10. Disponibilidad de Materiales en el mundo.	Se requiere aceros especiales -- cuya disponibilidad no es suficiente.	Disponibles en calidad y cantidad.
11. Obra de Mano.	Se requiere personal altamente calificado.	Se requiere un mínimo de personal especializado.
12. Capacidad de almacenamiento de crudo.	Ninguna.	Si tiene y es variable.
13. Daños por impacto.	Se han reportado fallas catastróficas en un número alto.	No se han reportado fallas por este concepto.
14. Fallas por fatiga.	Se han tenido problemas por este concepto.	No se han reportado fallas por este concepto a la fecha.
15. Corrosión.	Se han tenido problemas por este concepto.	Posibles problemas en la Zona de variación de marea.
16. Construcción de un sitio especial de fabricación	Se requiere de un patio especial.	Se requiere un dique seco y cado suficiente.

C O N C E P T O	PLATAFORMA DE ACERO	PLATAFORMA DE CONCRETO
17. Peso de la Estructura.	Se incrementa al incrementar el área útil.	No se incrementa - significativamente al incrementar el área útil.
18. Utilización.	Restringida para una sola finalidad.	Puede utilizarse - para propósitos -- múltiples.

* ESTUDIO REALIZADO POR EL IMP. (INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO).

CAPITULO I

ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD

Este tipo de estudios también suelen llamarse anteproyectos definitivos, y son el resultado de una primera etapa llamada "identificación de la Idea", la cual intenta reconocer, basándose en la información existente e inmediatamente disponible, si hubo o no alguna razón bien fundada para rechazar la idea básica del proyecto; de no existir inconveniente se prosigue con los estudios de factibilidad, donde se plantean datos más precisos sobre las distintas alternativas planteadas, para caracterizar su rentabilidad y viabilidad de realización.

Al probarse que existe por lo menos una solución técnicamente viable y económicamente rentable, puede justificarse la decisión de profundizar los estudios, lo cual supone incurrir en mayores gastos, cuya recuperación depende de la efectiva realización del proyecto.

1.1.0. FACTIBILIDAD TECNICA.

Se refiere a la existencia y a la disponibilidad de todos los elementos cuya movilización y utilización son indispensables para que el -

proyecto se realice, estos requisitos pueden ser de tipo material -- (insumos físicos, por ejemplo), de tipo humano (mano de obra especializada), además hay que demostrarse que el proyecto podrá disponer de ellos oportuna y adecuadamente en todas y cada una de sus fases.

1.1.1. MATERIALES Y MANO DE OBRA.

La factibilidad técnica referente a la construcción y el empleo de - concreto presforzado en plataformas de concreto es perfectamente --- aceptable, ya que en la mayor parte del mundo se cuenta con una alta experiencia en el uso de esta tecnología, cabe mencionar que para -- concretos de alta resistencia como los que se necesitan para el presforzado ($F'c \geq 400 \text{ Kg/cm}^2$), así como la técnica de elaboración del -- mismo se requiere de una mano de obra altamente calificada y especializada.

Los materiales que deberán emplearse en la construcción de plataformas de concreto deben cumplir con especificaciones más rígidas que - las empleadas para las estructuras en tierra, por lo tanto es necesario determinar si en el sitio donde piensa construirse la plataforma existen bancos naturales que cumplan con las mismas, o es necesario traerlos de otro lugar, o bien someterlos a un tratamiento especial local.

El cemento recomendado para este tipo de estructuras se fabrica y -- vende a granel en muchas partes del mundo entre ellos México y no -- existen problemas en cuanto ha su adquisición aún pensando en los vo lúmenes que se consumen en una plataforma de concreto.

1.1.2. ANALISIS DE SUPERESTRUCTURA Y CIMENTACION.

Se efectuan los análisis de cimentación para plataformas de una, dos, tres y cuatro columnas sujetas a efectos de carga muerta, carga viva, oleaje, sismo y las combinaciones compatibles de las mismas estos -- análisis se llevan ha cabo siguiendo lineamientos estipulados en los códigos que se aplican para este tipo de estructuras. (Ver capítulo 2).

Inicialmente se requiere de estudios : Geofísicos y Geotécnicos.

a) Estudios Geofísicos.

El propósito de esta investigación es recolectar la información necesaria, para el análisis, diseño e instalación de la plataforma.

El estudio proporcionará las características geológicas, batimétricas, y tipo de material de lecho y subsuelos marinos, para lo cual se requiere de un barco de investigación equipado adecuadamente para operar en el área y deberá, cuando menos, contar con el siguiente equipo:

- Ecosonda.
- Perfilador somero.
- Perfilador profundo.
- Sonar de exploración lateral. (véase la fig. I.I.O)
- Muestreador de suelos.
- Sistemas de radioposicionamiento.

a.1) Trabajos de campo.

El programa de trabajos de campo consistirá en las siguientes actividades :

- Líneas geofísicas.- de alta resolución con una separación entre ellas de 1.50 m.
- Líneas geofísicas transversales a cada 2.50 m. de gravedad a cada 3 km. y hasta una profundidad aproximada de 3 m.
- Pruebas a bordo.

a.2) Pruebas a Bordo.

Obtenidas las muestras se procederá a las siguientes pruebas :

- Descripción visual y al tacto de las muestras, calor,-

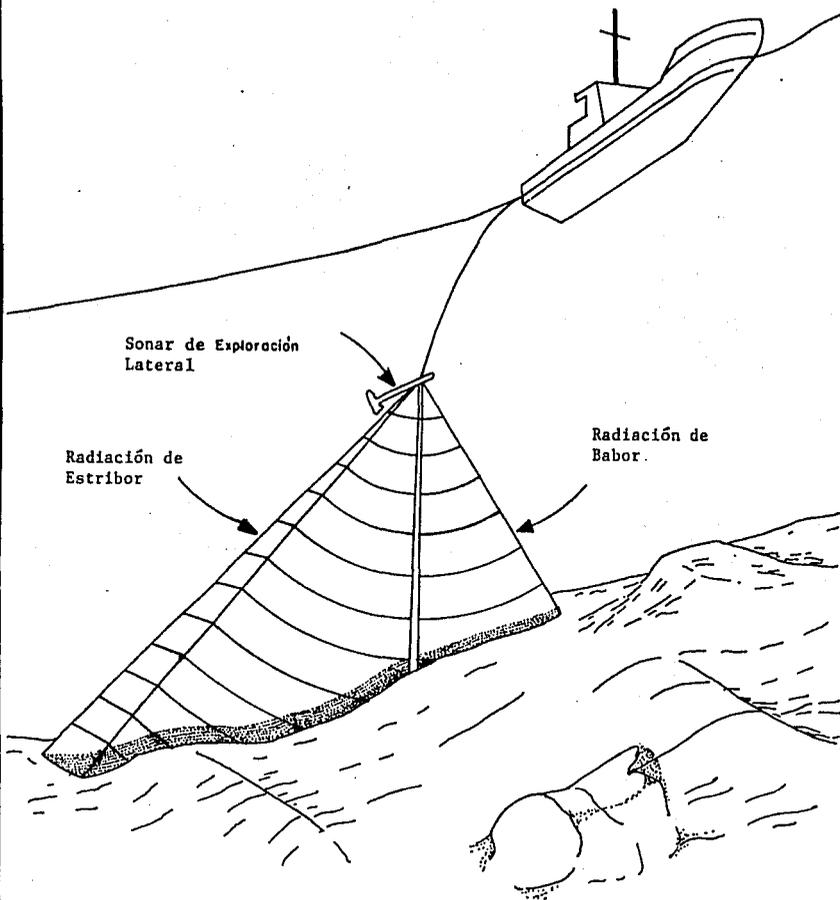


Fig. 1.1.0 REPRESENTACION ESQUEMATICA DE OPERACION DEL SONAR DE EXPLORACION LATERAL.

olor, consistencia, etc. y clasificación.

- Contenido de agua.

Resistencia al Corte :

- Veleta miniatura.
- Penetrómetro de bolsillo.
- Compresión simple.

a.3) Pruebas de Laboratorio.

Las muestras seleccionadas deberán estar correctamente -- protegidas contra destrucción y pérdidas de humedad.

- Descripción y clasificación según sucs. (Sistem Unfied of Clasificación. Soil).
- Granulometría.
- Contenido de agua.
- Relación de vacíos.
- Contenido de carbonato orgánico.
- Peso específico relativo de sólidos.
- Límites de atterberg.
- Peso específico sumergido.

a.4) Trabajos de Gabinete.

Toda la información obtenida en campo ha partir de los registros en los perfiladores somero y profundo, sonar de - barrido lateral acústico, radioposicionamiento, será procesada para definir :

- Coordenadas de posicionamiento.
- Profundidades de lecho marino.
- Eventos de importancia tales como afloramientos rocosos, burbujas de gas, montes de lodo, depresiones, etc.
- Estratigrafía.
- Módulos, elásticos, módulos al corte y relación de posición, todos dinámicos.

La interpretación geofísica, además de basarse en la información de campo, deberá considerarse la información resultante de las pruebas de laboratorio, con objeto de poder definir áreas potenciales de inestabilidad del fondo marino, en condiciones de oleaje severo o sismo.

Toda la información resultante del procesamiento de datos geofísicos y de las pruebas de laboratorio, se usará para presentar una descripción narrativa, mapas y perfiles que describan en forma completa las condiciones tectónicas de los estratos de poca profundidad, así como las condiciones y arreglo general del lecho marino (Véase la fig. 1.1.1).

b) Estudios Geotécnicos.

Este estudio es sumamente importante puesto que el primer requisito para apoyar una plataforma de gravedad es que el suelo marino tenga consistencia para soportar la plataforma bajo todas las sollicitaciones que sufrirá la estructura durante su vida útil.

b.1) Geotécnicos de Campo.

Definen la capacidad de carga del terreno a corto, medio y largo plazo, así como ante la presencia de oleaje, viento, corrientes marinas, sismos y cargas gravitatorias.

- Muestreo continuo desde el piso marino hasta los 24 m. de profundidad aprox.
- Penetrómetro cónico en el sitio para obtener el perfil de resistencia a la fricción y por punta.
- Prueba de veleta en el sitio para obtener un perfil de resistencia de corte.

b.2) Geotécnicos de Laboratorio.

- Descripción física y clasificación SUCS. a todo lo largo del sondeo.
- Contenido natural de agua (%).

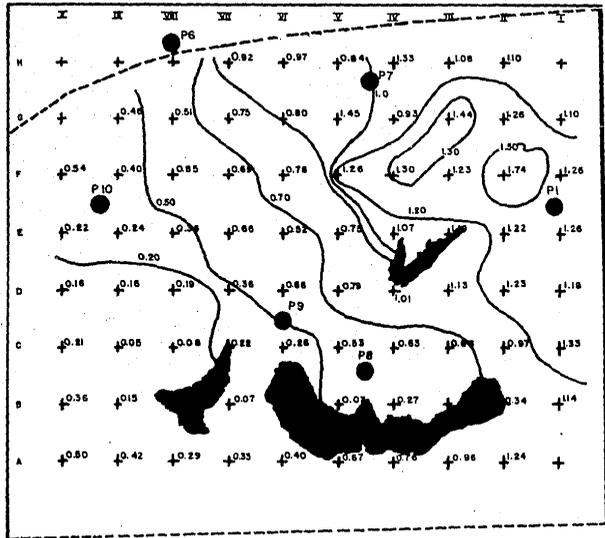


Fig. 1.1.1 PLANO DE LEVANTAMIENTO BATIMETRICO

- Límite líquido y plástico.
- Peso volumétrico sumergido (γ_m).
- Peso específico relativo a los sólidos (s).
- Resistencia a la penetración dinámica.
- Resistencia al corte con veleta miniatura.
- Resistencia a la compresión simple (q_u) con sus respectivas curvas esfuerzo-deformación.
- Ley de resistencia al corte mediante la prueba de compresión triaxial consolidada con sus respectivas curvas, esfuerzo-deformación.
- Ley de resistencia al corte directo en condiciones no consolidadas-no drenadas y consolidadas no drenadas, - respectivamente con sus correspondientes curvas esfuerzo-deformación.
- Pruebas de laboratorio ante carga cíclica en los suelos según el N.G.I. (Norwegian, Geotechnical Institute) ó de Mc. Clelland.
- Pruebas avocadas al estudio de la potencialidad de licuación, debido a aumentos de presión de poro para carga cíclica sísmica y de oleaje.
- Pruebas de consolidación de todos los estratos arcillosos.
- Degradación de granos carbonáceos de arenas bajo niveles de cargas cíclicas y esfuerzos representativos de las condiciones del diseño.
- Pruebas para la determinación de las características de disipación de presiones de poro bajo cargas cíclicas producidas por oleaje ó sismo.
- Inspección microscópica de la forma de grano para las arenas.

b.3) Geotécnicos de Gabinete.

Es necesario que se efectúe una investigación de la estabilidad del suelo marino en condiciones de tormenta, tanto en campo libre como con la presencia de la plataforma.

- Límite líquido y plástico.
- Peso volumétrico sumergido (γ_m).
- Peso específico relativo a los sólidos (s).
- Resistencia a la penetración dinámica.
- Resistencia al corte con veleta miniatura.
- Resistencia a la compresión simple (q_u) con sus respectivas curvas esfuerzo-deformación.
- Ley de resistencia al corte mediante la prueba de compresión triaxial consolidada con sus respectivas curvas, esfuerzo-deformación.
- Ley de resistencia al corte directo en condiciones no consolidadas-no drenadas y consolidadas no drenadas, respectivamente con sus correspondientes curvas esfuerzo-deformación.
- Pruebas de laboratorio ante carga cíclica en los suelos según el N.G.I. (Norwegian, Geotechnical Institute) ó de Mc. Clelland.
- Pruebas avocadas al estudio de la potencialidad de licuación, debido a aumentos de presión de poro para carga cíclica sísmica y de oleaje.
- Pruebas de consolidación de todos los estratos arcillosos.
- Degradación de granos carbonáceos de arenas bajo niveles de cargas cíclicas y esfuerzos representativos de las condiciones del diseño.
- Pruebas para la determinación de las características de disipación de presiones de poro bajo cargas cíclicas producidas por oleaje ó sismo.
- Inspección microscópica de la forma de grano para las arenas.

b.3) Geotécnicos de Gabinete.

Es necesario que se efectúe una investigación de la estabilidad del suelo marino en condiciones de tormenta, tanto en campo libre como con la presencia de la plataforma.

1.1.3. SELECCION DEL SITIO ADECUADO PARA LA PRIMERA FASE DE CONSTRUCCION " DIQUE SECO ".

Factor importante para determinar la factibilidad técnica para la -- utilización de plataformas de concreto, es la disponibilidad de un - lugar para ubicar las instalaciones donde se lleve ha cabo la la. fa se de su construcción (llamado dique seco).

El área donde se proyecta la construcción del dique requiere de los- siguientes estudios :

- a) Estudio Geotécnico.
- b) Estudio Topográfico.
- c) Levantamiento batimétrico.

a) Estudio Geotécnico.

En este estudio se incluyen los trabajos de campo y de ga binete, necesarios para determinar la capacidad de carga de suelo, tipos de cimentación y sus asentamientos, esta- bilidad de taludes y algunos otros problemas que se pudie ran presentar.

De particular importancia es el estudio de la permeabili- dad del lugar, para lo cual, se hará una prueba de bombeo sobre el área que ocupara el dique.

b) Levantamiento Topográfico.

Los planos topográficos del área, se levantarán curvas de nivel a cada 50 cm., referidos al 0.00 NMM (nivel medio del mar) así mismo, se harían planos de secciones trans- versales del área total, tanto longitudinal como trans- versalmente, además se levantará una sección transversal sobre el eje del dique y dos perpendicularmente a dicho - eje, una en cada extremo del dique, se deberá dejar per-- fectamente señalado, con referencias bien visibles y difi cil de moverse, el eje del dique.

c) Levantamiento Batimétrico.

Debido ha que es muy común que el sitio de construcción - esté incomunicado a través de vías terrestres, el suministro de materiales de construcción y en sí la comunicación directa en general, será de tipo fluvial, por lo tanto es de gran importancia conocer con precisión la batimetría y sus variaciones con el tiempo, de las vías que servirán - para comunicar el lugar.

Para poder tener una navegación segura y continua en ambas vías, será necesario llevar un registro de las variaciones batimétricas y para ésto será necesario hacer un levantamiento batimétrico por lo menos cada mes.

Finalmente y después de evaluar todas las variables que - ya se mencionaron se concluye que el lugar más conveniente debe presentar las siguientes ventajas.

- No debe tener problemas de colado.
- El lugar debe estar cerca de la desembocadura de un -- rio.
- El terreno debe estar disponible.
- No debe tener problemas de comunicación fluvial.
- Se debe contar con la mano de obra adecuada.
- Se debe tener área suficiente para expansión futura.

1.2.0. FACTIVILIDAD ECONOMICA.

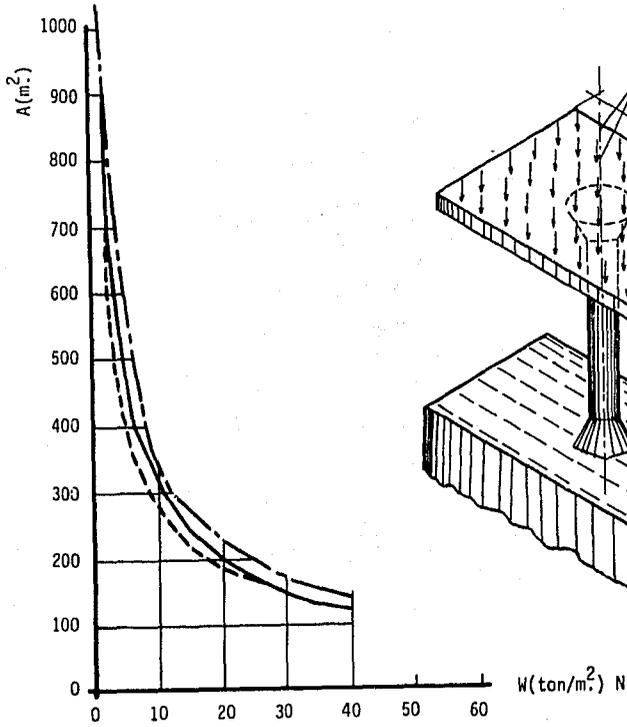
Dicho estudio se lleva ha cabo para demostrar que el proyecto es rentable y está referido a la existencia y a las características de --- "factores de producción"; a una función de producción dada, es decir ha una forma de combinar factores para obtener cantidades definidas de producto.

1.2.1. UTILIZACION.

Para el caso de las plataformas la rentabilidad está ligada en buena medida a la utilización real del espacio, la cual a su vez establece una estrecha relación entre las dimensiones de la cubierta, el área que está ocupada y la carga útil que puede gravitar sobre ella, en las gráficas 1 y 2 se presentan los ejemplos para plataformas de una y dos columnas respectivamente, como podrá observarse en principio - la capacidad es poco sensible a la relación de largo entre ancho --- cuando esta relación se mantiene entre 1.0 y 2.0 lo que si es notable que mientras que para una plataforma de una cubierta con una columna y una carga de aprox. 4 ton./m² se tiene un área disponible de aproximadamente 450 m². para el caso de una plataforma con una cubierta con dos columnas y la misma carga, el área disponible sería del orden de 1,300 m²., lo anterior indica que, dentro de ciertos límites, cuanto mayor es el número de patas y por ende mayor el área, menor será el costo por metro cuadrado útil de plataforma, por lo -- que se recomienda proyectar plataformas de grandes áreas con propósitos múltiples para que su rentabilidad sea mayor.

Ahora bien como se mencionó anteriormente la rentabilidad está esencialmente en función del área de cubierta, por lo que en el ejemplo se considera la capacidad de almacenamiento como mínima si fuera éste último el propósito de la plataforma, el enfoque que se tendría - que dar al problema se reducirá a las necesidades de almacenamiento de la empresa interesada, por otro lado, vale la pena aclarar que en el ejemplo en cuestión se incluye la capacidad de flotadores (dispositivos que ayudan a dar estabilidad a la plataforma) quizás en algunos casos éstos no serían necesarios, ya que el problema de flotación podría resolverse con la propia cimentación de la plataforma.

Los estudios de factibilidad expuestos en este capítulo se enfocan - principalmente a la factibilidad técnica y económica por considerar que éstos son la parte fundamental del proyecto (disponibilidad de recursos y rentabilidad), pudiendo incluir dichos estudios un proceso mayormente detallado que aporte más elementos de juicio para así tomar la decisión de llevar o no a cabo la realización del proyecto.



GRAFICA DE AREAS-CARGA, DISPONIBLE EN UNA PLATAFORMA DE CONCRETO DE UNA COLUMNA

— $\frac{a}{b} = 1.5$

- - - $\frac{a}{b} = 2$

- · - $\frac{a}{b} = 1.0$

$W =$ CARGA/CUBIERTA ton./m^2

$N =$ No. DE CUBIERTAS

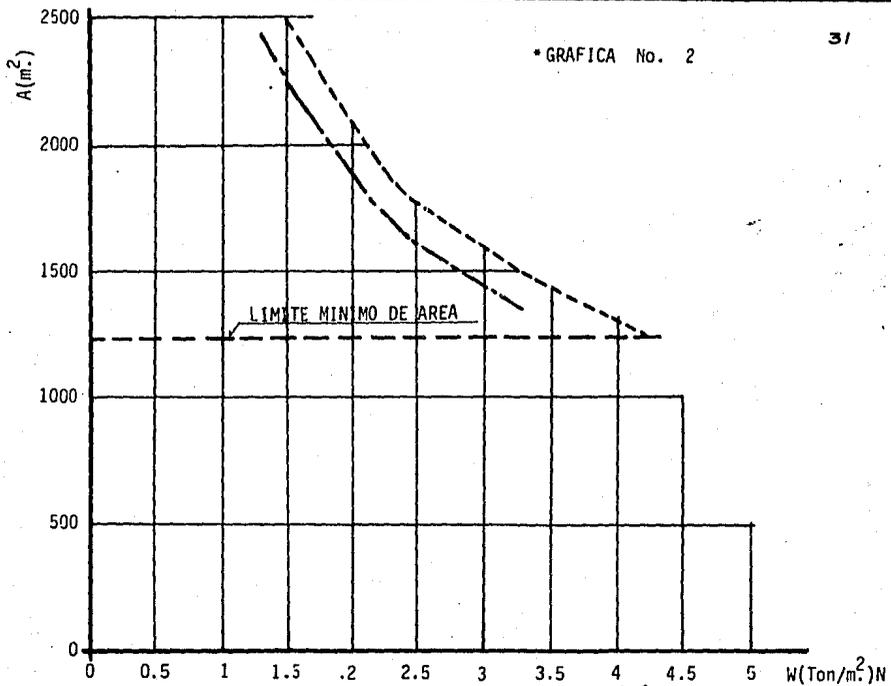
$A =$ AREA DE CUBIERTA

$= a \times b \text{ (m}^2\text{)}$

• ESTUDIO REALIZADO POR EL IMP. (INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO).

En capítulos posteriores se describe el proceso ha seguir para la --
construcción de una plataforma de concreto, con lo cual de alguna forma se -
tienen más elementos que ayudan ha tomar la decisión.

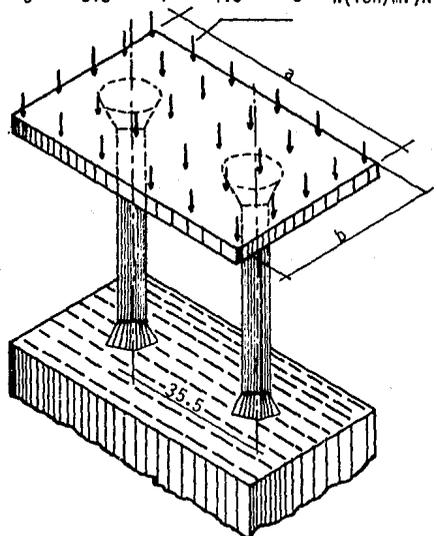
* GRAFICA No. 2



GRAFICA DE AREAS-CARGA
DISPONIBLE EN UNA PLATA
FORMA DE CONCRETO DE
DOS COLUMNAS.

- $\frac{a}{b} = 2$
- $\frac{a}{b} = 1.5$

W=CARGA/CUBIERTA Ton./m²
N=No. DE CUBIERTAS
A=AREA DE CUBIERTA=axb (m²)



* ESTUDIO REALIZADO POR EL IMP. (INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO).

* T A B L A N o . 3 .

CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO EN PLATAFORMAS DE CONCRETO.

CARACTERISTICAS DE LA PLATAFORMA	ELEMENTOS DE ALMACENAMIENTO	CAPACIDAD M3. BARRILES	
DE 2 COLUMNAS.	2 columnas	6,218.1	39,110
	7 flotadores.	12,450.9	78,307
	T O T A L	18,669.5	117,417
DE 3 COLUMNAS	3 columnas	9,327.9	58,666
	6 floradores.	10,672.2	67,120
	T O T A L	20,000.1	125,786
DE 4 COLUMNAS	4 columnas	12,437.2	78,221
	5 flotadores.	8,893.5	55,933
	T O T A L	21,330.7	134.154

*ESTUDIO REALIZADO POR EL IMP. (INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO).

CAPITULO II

ANALISIS ESTRUCTURAL

Las estructuras marinas generalmente se encuentran sometidas por diversas cargas ambientales, dentro de las que destacan :

- 1.- Carga del viento.
- 2.- Carga de la corriente.
- 3.- Carga de la Ola.
- 4.- Carga del Sismo.

El propósito de esta sección es dar algunos métodos para definir las fuerzas inducidas en la estructura debido a las acciones ambientales antes mencionadas.

Las acciones ambientales de agua y aire pueden ser resumidas de la siguiente manera; Cuando un fluido se encuentra con un cuerpo, éste genera dos tipos de fuerzas:

- Una es llamada " La fuerza resistente ", generada por la viscosidad de arrastre en fluido y el cuerpo.

- Otra fuerza llamada " La fuerza de Inercia ", la cual supone que el fluido es perfectamente no viscoso, en este caso se puede definir una línea potencial de velocidad ϕ . este potencial ϕ se -- puede expresar como la suma de tres diferentes potenciales.

ϕ_I : Potencial incidente.

ϕ_d : Potencial de difracción, inducido por la deforma---
ción del incidente potencial.

ϕ_r : Potencial de radiación, inducido por el momento del
cuerpo considerado dentro de los seis grados de li-
bertad en un fluido estático.

Todas estas fuerzas pueden ser expresadas por la fórmula de Morrison's:

$$F = 1/2 \rho C_D D u^2 + \pi D^2/4 C_M \ddot{u} \dots\dots\dots 2.0$$

donde :

F = Fuerza total.

ρ = Densidad del elemento (aire o agua).

C_D = Coeficiente de resistencia.

C_M = Coeficiente de Inercia.

D = Diámetro del cilindro.

u = Velocidad de la partícula. (aire o agua).

\ddot{u} = Aceleración de la partícula (aire o agua).

Por lo que respecta al análisis sísmico, se requiere de información- acerca de la actividad sísmica del lugar en cuestión, donde se describe la - intensidad y características del sismo, las fallas activas dentro de la re- gión, así como la frecuencia de ocurrencia, la disponibilidad de éstos datos permite la utilización de algún método especificado en los códigos correspon

dientes. Como veremos posteriormente.

2.1.0. V I E N T O.

El análisis de la acción del viento es importante pues determina el diseño de los elementos estructurales, dicho análisis se basa en la definición de una velocidad básica de viento, perfiles de viento y ráfagas de viento.

2.1.1. VELOCIDAD BASICA DE VIENTO.

La definición de la velocidad básica de viento requiere el promedio de las velocidades superiores tomadas en un adecuado intervalo de tiempo, el cual debe ser bastante largo para cubrir internamente la eslora de la estructura y bastante corto para obtener una velocidad máxima realista. Este intervalo de tiempo está comprendido entre un minuto y una hora.

2.1.2. VELOCIDAD PERFILAR DE VIENTO.

La velocidad del viento depende de la altitud a considerar, y se incrementa con la altitud. La explicación de este fenómeno, un perfil de viento que está definido por :

El API (American Petroleum Institute) RP2A describe el perfil de la siguiente manera :

$$\frac{V_y}{V_{10}} = \frac{(y)^{1/n}}{10} \dots\dots\dots 2.1$$

donde :

V_y = La velocidad del viento en altura " Y ".

V_{10} = La velocidad del viento en altura 10 m. sobre la línea de agua.

$1/n$ = Es un exponente que usualmente asume entre $1/13$ (por ráfaga) y $1/18$ (para sustentar vientos en mar abierto).

La D_nV (Det norske Veritas Reglamento).

Describe estos perfiles de la siguiente manera :

$$\frac{V_y}{V_{10}} = \frac{(y)^\beta}{10} \dots\dots\dots 2.2$$

Donde :

V_y = La velocidad del viento en altura " Y ".

V_{10} = La velocidad del viento en 10 m. sobre la línea de agua.

β = Varía entre 0.150 (Vientos sostenidos) y 0.100 (para ráfaga).

2.1.3. FACTORES DE RAFAGA.

Dependiendo de los cálculos hechos y la parte de estructura que debe ser diseñada, la velocidad del viento puede ser considerada variable.

Por ejemplo la DnV especifica lo siguiente. "El cálculo de cargas de viento en base de 1 minuto de velocidad de viento sostenido debe ser usado en combinación con las máximas cargas de ola.

Si las cargas de viento debido a 3 segundos de ráfaga de viento actúan solo, son más desfavorables que las cargas de viento debido a 1 minuto de viento sostenido combinado con cargas de ola, las cargas -

de viento debido 3 segundos de ráfaga de viento deben ser usadas.

Generalmente, es también considerado esto para un diseño local a 3 - segundos, de ráfaga de viento.

La explicación para diferentes porcentajes de intervalor de tiempos- y factores de ráfaga se puede definir y permiten el cálculo de la ve locidad correspondiente.

$$V_t = \& V_{1hr} \dots\dots\dots 2.3$$

Donde :

V_t = La velocidad del viento para porcentaje de inter-
valo de tiempo t.

V_{1hr} = La velocidad de viento sostenida durante 1 hora.

$\&$ = El factor de ráfaga.

La DnV tiene definidos los factores de ráfaga de la siguiente mane-
ra :

% del intervalo, t	1 hr.	10 min.	1 min.	15 seg.	5 seg.	3 seg.
de tiempo.						

Factor de ráfaga &	1,000	1.060	1.180	1.260	1.310	1.330
--------------------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

2.1.4. FUERZAS DE VIENTO.

Las fuerzas del viento aplicadas en un miembro de la estructura se -
expresan de la siguiente manera :

Fórmula de Morrison's.

$$F = 1/2 \rho c v_y^2 A \text{ sen. } \theta \dots\dots\dots 2.4$$

Donde :

- F = El valor de la fuerza total del viento.
- ρ = La densidad del aire (1,225 kg/M³ para aire seco).
- C = Coeficiente de forma.
- A = Area expuesta al viento.
- θ = El ángulo entre la dirección del viento y el eje de miembro expuesto o superficial.

El API RP2A. Describe las fuerzas de viento de la siguiente manera:

$$F = 0.00256 (V)^2 C_s A \dots\dots\dots 2.5$$

Donde :

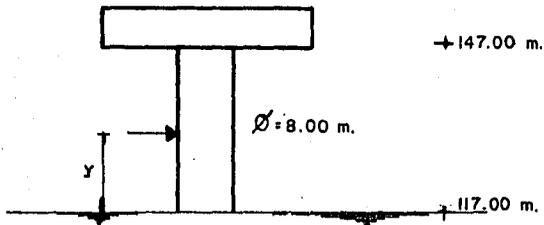
- F = La fuerza total del viento.
- C_s = El coeficiente de forma (adimensional).
- A = El área expuesta.
- V = La velocidad del viento.

El coeficiente de forma C. toma los siguientes valores :

Vigas	1.50
Caras de Edificios	1.50
Elementos Cilíndricos	1.00

El definir la fuerza total del viento aplicada en cada elemento de la estructura, nos permite conocer a su vez los momentos actuantes en cada uno de ellos: $M = F. d.$

Ejemplo No. 1. Calcular la fuerza y momento aplicado en la columna por la acción del viento.



Datos :

$$V_1 \text{ min. a } 10 \text{ m} = 50 \text{ m/seg.}$$

$$C = 0.6.$$

$$\rho = 1.225 \text{ kg/m}^3.$$

$$\theta = 90^\circ.$$

$$\beta = 0.125.$$

$$y = 1/2 \text{ de la altura total (Idealizada)}$$

Sustituyendo en la ecuación 2.2, tenemos :

$$V_y = 50.0 \text{ m/seg.} \left[\left(\frac{132.0 \text{ m} - 117.0 \text{ M.}}{10} \right)^{0.125} \right] = 52.60 \text{ m/seg.}$$

Sustituyendo el valor obtenido en la ecuación 2.4 tenemos :

$$F = (1/2) (1.225 \text{ kg/m}^3 \times 10^{-3}) (0.6) (30.0 \text{ m} \times 8.0 \text{ m}) (52.60 \text{ m/seg})^2.$$

$$F = 244.03 \text{ Ton-m/seg}^2 = 244.03 \text{ kn.}$$

$$M = F \times d. = (244.03 \text{ kn}) (132.0 \text{ m}). = 32,211.96 \text{ kn-m.}$$

2.2.0. CORRIENTE.

Las corrientes son esencialmente un movimiento horizontal de agua, - la cual puede ser causada por varios factores tales como : Marea, -- viento, diferencias de densidad.

Las corrientes pueden generar cargas significativas en una estructura y pueden también producir diversos efectos en ella. Fregamiento, depositamiento, modificación del perfil de la ola etc. La determinación de la velocidad de corriente, magnitud, dirección y variaciones temporales se lleva a cabo mediante estudios oceanográficos.

2.2.1. PERFIL DE CORRIENTE.

Los estudios de perfil de corriente deben contener, la velocidad de corriente a lo largo de las aguas profundas en caso de no disponer - de este dato. Pueden utilizarse los perfiles de V. Gaythwaite.

a) Corriente de Marea.

$$U_{TZ} = U_{TS} (Z/d)^{1/7} \dots\dots\dots 2.6$$

Donde :

U_{TZ} = La corriente de marea a una desviación Z.

U_{TS} = La corriente de superficie de marea.

Z = La elevación sobre el fondo marino.

d = La profundidad marina.

b) Corriente de Viento.

$$U_{WZ} = U_{WS} (Z/d) \dots\dots\dots 2.7$$

Donde :

U_{WZ} = La corriente de viento a una elevación Z

U_{WS} = La superficie de la corriente de viento.

Z = La elevación sobre el fondo marino.

d = La profundidad marina.

2.2.2. FUERZAS DE LA CORRIENTE.

Las fuerzas de la corriente pueden ser calculadas usando la ecuación de Morrison's.

Cuando se calcula la fuerza, la velocidad de corriente debio ser su-
mada vectorialmente con la velocidad de particula de la ola :

$$F_D = 1/2 \rho C_D A (U_W + U_c)^2 \dots\dots\dots 2.8$$

Donde :

F_D = La fuerza resistente.

C_D = El coeficiente de resistencia

A = El área normal proyectada en la dirección de -
la fuerza.

U_W = La velocidad de la particula de la ola.

U_c = La velocidad de la partícula de la corriente.

2.3.0. O L E A J E .

El viento al soplar sobre el océano origina corrientes y oleajes, debido al esfuerzo tangencial que ocasiona sobre la superficie, que -- junto con las variaciones de presión sobre dicha superficie hace que el agua se mueva en su dirección de incidencia con una velocidad que varia del 2 al 3% de la del viento.

Las olas son irregulares, en forma pueden variar en altura y extensión y se acercan a la plataforma desde una o varias direcciones simultáneamente.

Para determinar las características del oleaje existen 2 métodos :

1° Análisis de registro de oleaje.- Este método sería el más adecuado siempre y cuando los datos con que se cuente sean los obtenidos en un período largo de tiempo y en el sitio preciso en donde se deberá instalar la plataforma, ya que con ayuda de la estadística es posible obtener las características del oleaje.

2° Predicción del oleaje.- En este método se predicen las -- características del oleaje, ya sea utilizando datos meteorológicos (cartas de tiempo) o suponiendo un modelo de tormenta; el parámetro altura de ola, normalmente obtenido por medio de un análisis estadístico de las cartas sinópticas del tiempo, será la altura de la ola significativa, que es aquella ola promedio entre el 33% de las olas más altas de un conjunto dado.

Expresado en términos del espectro del oleaje normal. En la naturaleza.

2.3.1. FUERZA HORIZONTAL DE LA OLA EN UN MIEMBRO

La fuerza horizontal ejercida por las olas en un objeto cilíndrico - consta de una fuerza friccionante la cual ésta en relación con la -- energía cinética del agua y una fuerza inercial la cual está relacionada con la aceleración de las partículas.

Para calcular las fuerzas producidas por el oleaje en un miembro cilíndrico utilizamos la ecuación de la hidrodinámica de Morrison's.

$$F_T = F_D + F_S \text{ y algunas veces fuerzas de sustentación.}$$

$$F_T = F_D + F_I = 1/2 C_D \rho A/U/U + C_M \rho v \partial U/\partial t \dots\dots 2.9$$

Donde :

F_T = Fuerza total.

F_I = Fuerza de Inercia.

F_D = Fuerza de arrastre.

C_D = Coeficiente de Masa.

ρ = Densidad del flujo.

A = Area de la sección transversal del cuerpo expuesta al fluido.

$/U/U$ = Valor absoluto de la componente horizontal de la velocidad.

C_M = Coeficiente de masa.

V = Volumen desplazado por el cuerpo.

$\frac{\partial u}{\partial t}$ = Componente horizontal de la aceleración del fluido.

De la expresión anterior podemos darnos cuenta que la fuerza total es una función de varias variables entre las cuales los más difíciles de conocer son los coeficientes de arrastre e inercia.

La exactitud de los valores de C_D y C_M dependen en parte de la teoría de la ola usada, por lo tanto fijando valores para todas las condiciones posibles dadas, los valores típicos, para miembros cilíndricos, se encuentran en un rango de 0.6 a 1.0 para C_D y de 1.5 a 2.0 -- para C_M (DPS RP2A). Los valores seleccionados no deben ser más pequeños que los límites inferiores de estos rangos.

2.3.2. DISTRIBUCION DE LA FUERZA DE OLA.

Para obtener la distribución de la fuerza horizontal de la ola por unidad vertical de longitud sobre un miembro cilíndrico está dada -- por la ecuación :

$$\frac{\Delta F_h}{\Delta S} = \left[\frac{1}{2} C_D \rho D/U + C_M \rho \frac{D^2}{4} \frac{\partial u}{\partial t} \right] \dots\dots\dots 2.10$$

Donde :

C_D = Coeficiente de arrastre.

C_M = Coeficiente de masa

ρ = Densidad del fluido.

D = Diámetro de la pila.

$\frac{\partial u}{\partial t}$ = Componente horizontal de la aceleración local.

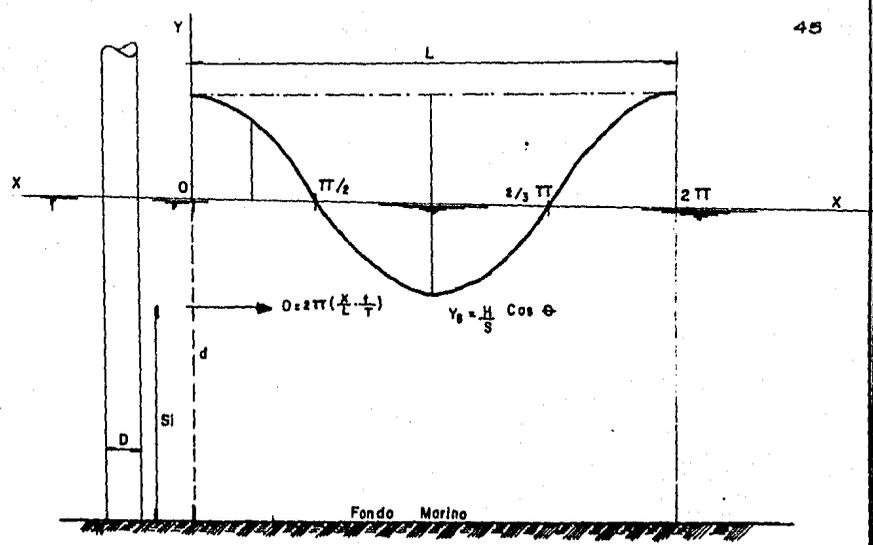


Fig. 2.3.0 NOMENCLATURA UTILIZADA EN LA TEORIA LINEAL

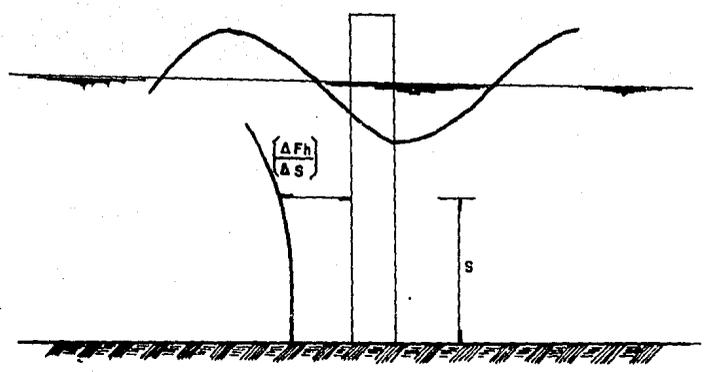


Fig. 2.3.1 VALUACION DE FUERZAS HORIZONTALES

u = Componente horizontal de la velocidad de las -
partículas de agua.

Para el cálculo de las velocidades y aceleraciones se puede utilizar la teoría lineal (figuras 2.3.0. y 2.3.1.)

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{2T^2 H}{T^2} \cdot \frac{\cos \text{hip} [2\pi (y + d) / L]}{\text{sen hip } 2\pi d/L} \cdot \text{sen } 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots 2.11$$

$$u = \frac{TH}{T} \cdot \frac{\cos \text{hip} [2\pi (y + d) / L]}{\text{sen hip } 2\pi d/L} \cdot \cos 2\pi \left(\frac{x}{L} - \frac{t}{T} \right) \dots \dots \dots 2.12$$

2.4.0. S I S M O

Uno de los conceptos más importantes en el análisis estructural de -
la plataforma, es el de predecir el comportamiento de la estructura-
debido a la acción sísmica, la evaluación de la intensidad y frecuen--
cia del fenómeno asegurar que la plataforma tenga la suficiente ener-
gía de absorción capaz de prevenir el colapso durante estos movimien-
tos de tierra.

2.4.1. METODOS DE ANALISIS SISMICO

Existen métodos en los cuales se utiliza toda la información disponi-
ble acerca de plataformas construidas con anterioridad y su comporta-
miento ante la actividad sísmica, el análisis puede ser llevado a ca-
bo utilizando métodos tales como :

a) Historia del tiempo.

Este método utiliza anotaciones registradas a construcción
de programas de las condiciones ambientales (sismos) para-
cada componente de movimiento de tierra que desarrolla la
respuesta de la plataforma.

b) Reacción Espectral.

La relativa actividad sísmica de cierto lugar, puede ser determinada por medio de planos que nos muestren las diferentes zonas de dicha actividad, conociendo la relativa actividad sísmica del lugar se puede obtener el radio efectivo de influencia de la aceleración horizontal producida -- por la aceleración gravitacional.

Este método maneja una representación de respuesta-espectro para cada componente de movimiento de tierra que desarrolla la respuesta de la plataforma.

A continuación se muestra un cuadro en donde aparece el -- radio efectivo de influencia, antes mencionado.

Z=	0	1	2	3	4	5
G=	0	0.05	0.10	0.20	0.25	0.40

Donde :

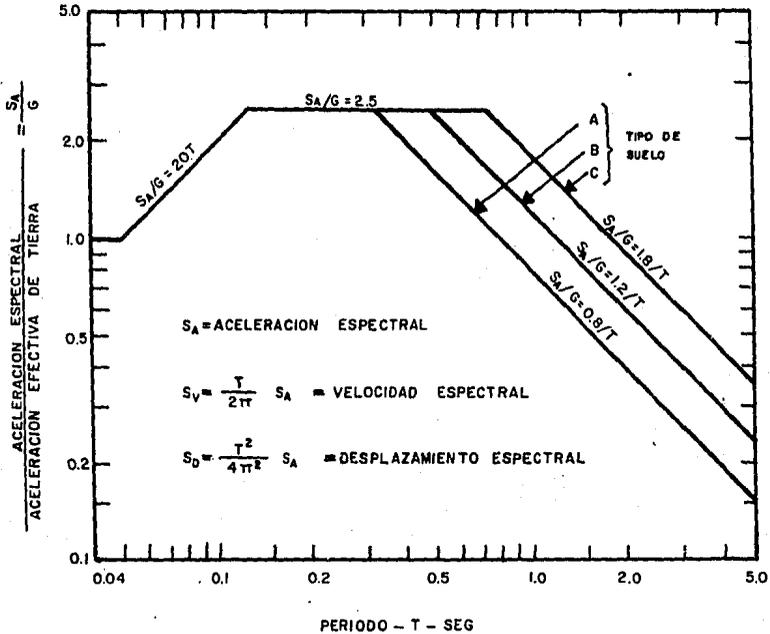
Z = Zona de relativa actividad sísmica.

G = Radio de influencia efectiva de la aceleración horizontal.

La reacción puede ser calculada multiplicando el factor G, por el valor de la relación obtenida de la GRAFICA N°3

La utilización de la reacción espectral, implica necesariamente la selección de un modelo matemático que represente a la estructura física en sus efectos predominantes y al mismo tiempo se pueda resolver por los medios al alcance -- existentes, tomando como ejemplo una plataforma de una columna (véase la fig. 2.4.0.) se calcularan las fuerzas -- que actúan sobre ella.

* GRAFICA Nº 3 ESPECTRO-RESPUESTA



- A) ROCA.- Cristalina, conglomerada o como pizarra teniendo velocidades de ondas de más de 914 m/seg.
- B) ALUVION FUERTE Y POCO PROFUNDO.- En arenas compactas o sedimentos firmes de arcilla, teniendo un límite de profundidad de 200 ft (61 metros)
- C) ALUVION FUERTE Y PROFUNDO.- En arenas compactas y sedimentos firmes de arcilla, teniendo un espesor mayor de 200 ft situados sobre materiales como roca.

* AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE RP2A "RECOMMEND PRACTICE FOR PLANNING DESIGNING AND COSTRUCTING FIXED OFFSHORE PLATFORMS" PAG. 20

2.4.2. ANALISIS SISMICO DINAMICO DE UNA PLATAFORMA MARINA DE CONCRETO

Se consideran primeramente masas concentradas en la estructura, para el cálculo del valor de las masas ($m = F/a$) en los puntos discretizados, tomándose en cuenta además del peso propio de la estructura, la masa adherida de agua a la columna cuyo valor es igual al peso -- del volumen de agua desalojada por la misma.

En el cajón de cimentación se toma en cuenta el peso propio, así como la masa de suelo contenido dentro de los faldones y la masa del - suelo que vibra junto con la cimentación.

Para este análisis dinámico se considera la interacción suelo-estructura, las características se simulan por medio de parámetros discretizados (véase la fig. 2.4.1.), la rigidez del suelo (K) se representa por 3 resortes equivalentes; vertical, horizontal y cabeceo del semi-espacio elástico de frecuencia cero, derivados de la teoría de la elasticidad publicada por Richart, Hall and woods, y especificado en el código para análisis de plataformas de Det Norske Veritas.

Ecuaciones de rigidez del suelo :

Resorte equivalente para movimiento vertical

$$K_v = \frac{4G r_o}{1-r}$$

Resortes equivalente para movimiento horizontal.

$$K_H = \frac{8G r_o}{1-r}$$

Resorte equivalente para cabeceo

$$K_T = \frac{8G r_o}{3(1-r)}$$

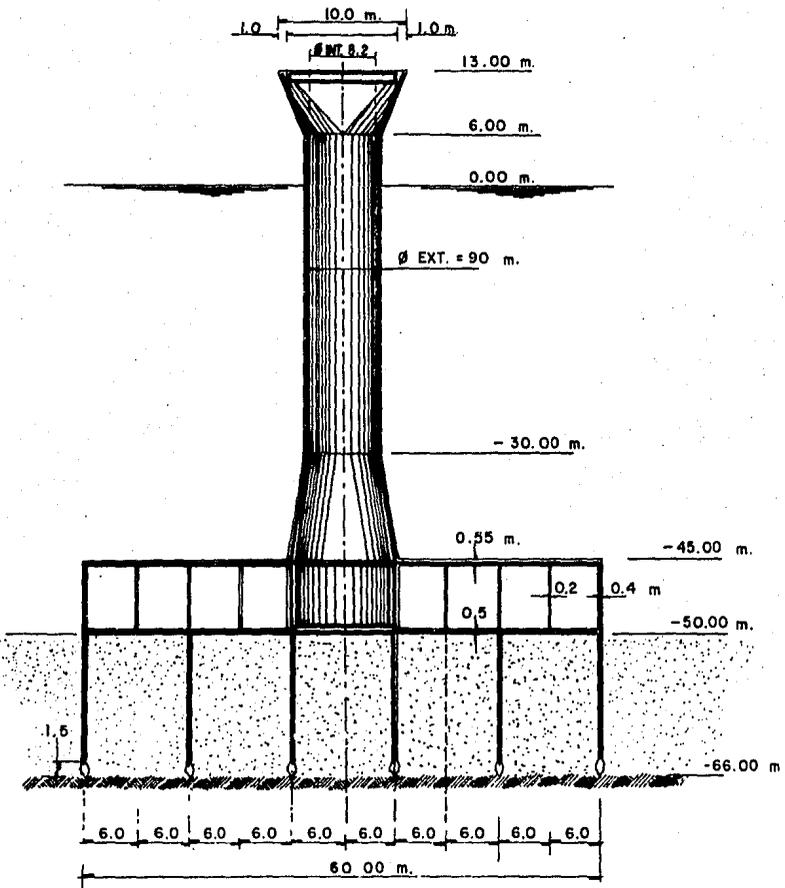


Fig. 2.4.0 PLATAFORMA DE CONCRETO PARA LA BAHIA DE CAMPECHE, EN EL GOLFO DE MEXICO.

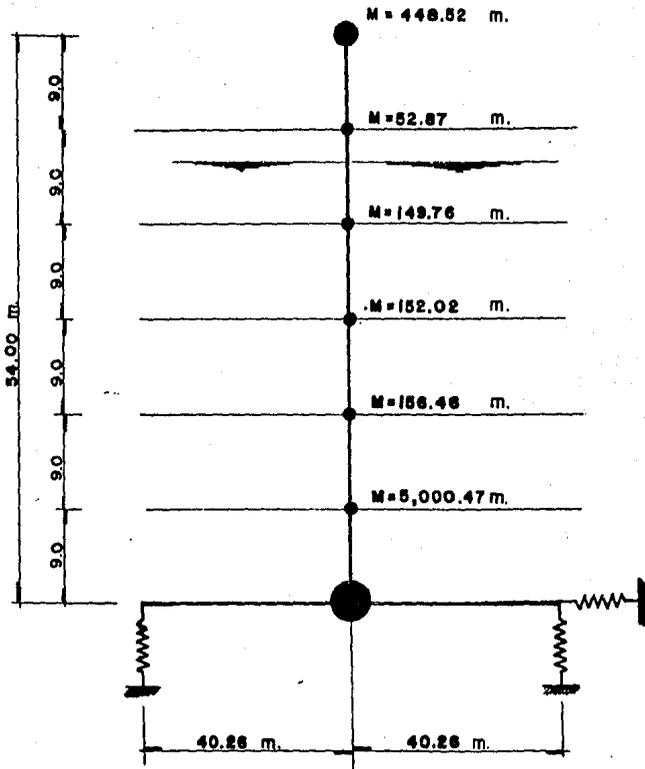


Fig. 2.4.1 PLATAFORMA DE CONCRETO MODELO:
ESTRUCTURA DE BASE ELASTICA.

En estas ecuaciones G representa el módulo de elasticidad al corte del suelo, ν es el módulo de poisson y r_0 representa el radio del disco, para convertir una base rectangular en una base equivalente circular con radio r_0 se utiliza.

Para movimiento vertical y horizontal.

$$r_0 = \frac{BL}{TT}$$

Para cabeceo.

$$r_0 = 4 \frac{BL^3}{TT}$$

Donde :

B = Ancho de la cimentación

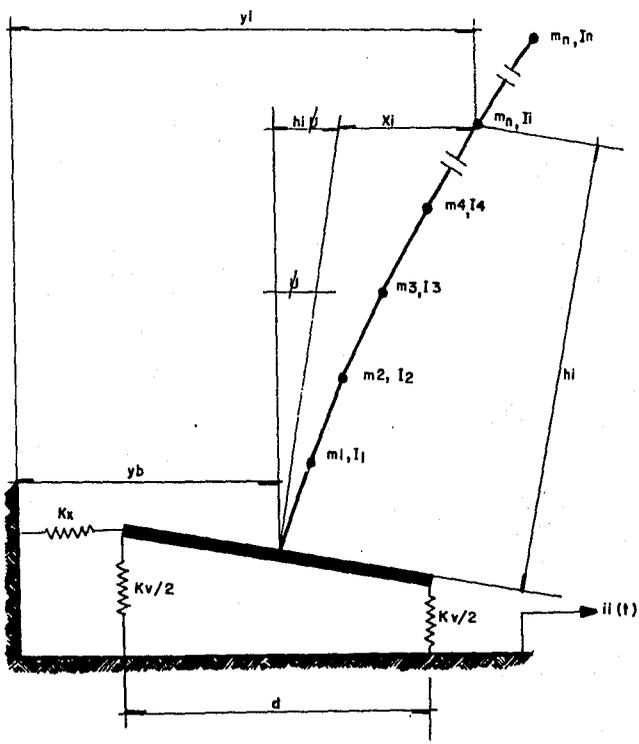
L = Longitud de la cimentación.

METODO DE ANALISIS

La respuesta del sistema soportada bajo fundación elástica está gobernada por un sistema de tres ecuaciones diferenciales lineales de segundo orden.

La solución a estas ecuaciones es muy complicada por el hecho de que los términos que representan la disipación de la energía en la estructura y en el medio de soporte son de la forma para el cual el método clásico de superposición modal no es aplicable el análisis se complica más debido al hecho de que la respuesta de la cimentación no depende únicamente de las propiedades del suelo y de la cimentación sino también de la historia de la excitación.

Tomando en cuenta todas las consideraciones, se modela convenientemente la estructura para de esta manera poder alimentar un programa de computadora que



$$K\beta = \frac{K_v d^2}{4}$$

Fig. 2.4.2. CONFIGURACION DE LA ESTRUCTURA DE BASE FLEXIBLE PARA EXITACION HORIZONTAL SISMICA.

resuelve el sistema anteriormente planteado en el dominio del tiempo usando la función de respuesta-impulso los modos naturales de la estructura, períodos, cortantes y momentos obtenidos se pueden ver en la fig. 2.4.3 y 2.4.4

Los momentos obtenidos debido a la acción sísmica pueden ser los momentos de diseño, siempre y cuando estos sean mayores que los producidos por la acción del oleaje y otra acción actuante.

Las plataformas instaladas en el mar del norte son diseñadas para resistir la acción del oleaje, por ser ésta la condición ambiental más desfavorable, mientras que el diseño de una plataforma ha operar en aguas mexicanas está gobernado por la acción sísmica.

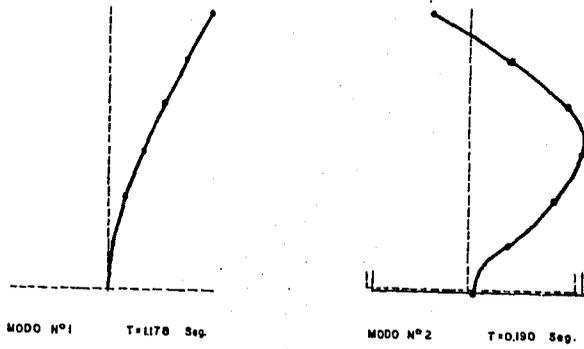
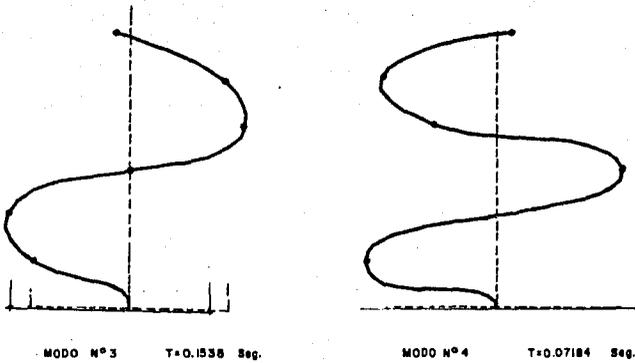


Fig. 2.43 ESTRUCTURA DE BASE ELASTICA, MODOS DE VIBRACION 1,2,3 Y 4.



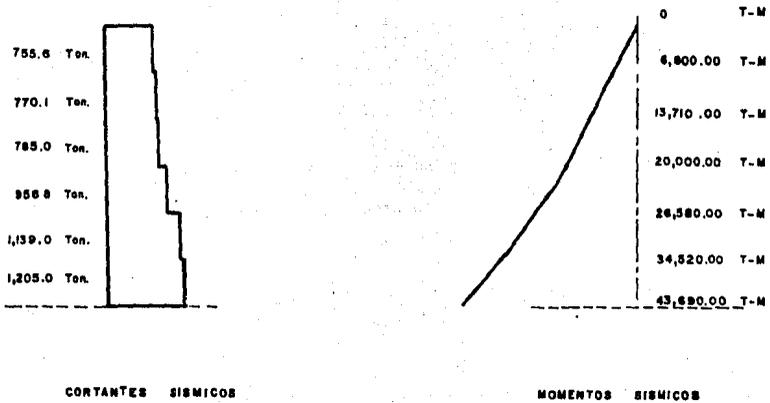


Fig. 2.4.4 ESTRUCTURA DE BASE ELASTICA, CORTANTES Y MOMENTOS.

CAPITULO III

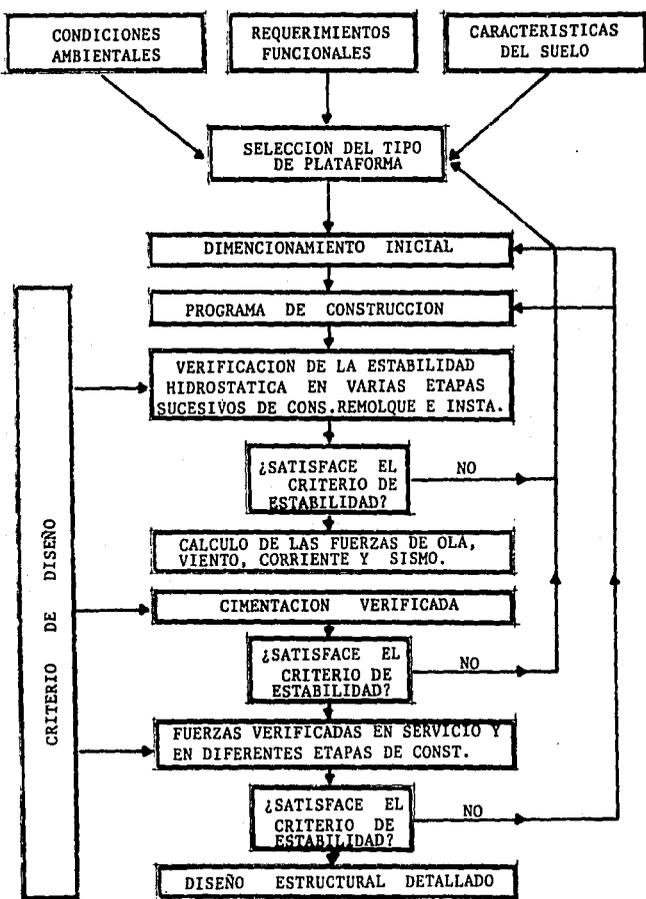
DISEÑO

El diseño de una estructura debe concebirse para cumplir una función dada: La función puede ser: salvar un claro, como en los Puentes, encerrar un espacio; como sucede en los distintos tipos de edificios, o contener un empuje; como en los muros de las plataformas marinas de concreto.

La estructura debe cumplir la función a la que está destinada con un grado razonable de seguridad y de manera que tenga un comportamiento adecuado en las condiciones normales de servicio, además debe satisfacer otros requisitos, tales como mantener el costo dentro de límites económicos y satisfacer determinadas exigencias estéticas.

En el presente Capítulo se tratan de presentar brevemente, disposiciones para diseñar estructuras de concreto fuera de costa.

*DIAGRAMA DE FLUJO PARA EL DISEÑO DE UNA PLATAFORMA MARINA



*DR. L.C. ZALESKI-ZAMENHOF "G DESIGN CRITERIO CODES AND SPECIFICATIONS",
 C.G DORIS TECHNICAL SEMINARS QT IMP, MEXICO, AUGUST 1985.

En el diagrama de flujo, las condiciones ambientales referidas son - principalmente las características existentes del mar tomando periodos de re torno de 100 años para olas, vientos y corrientes asociadas.

La curva de distribución de varias olas, sus alturas y periodos, son usualmente utilizados para examinar los efectos cíclicos de los elementos de la estructura, así como el suelo de cimentación las características sísmicas también son tomadas en cuenta, necesitando sus correspondientes datos --- (Véase capítulo II).

Los requerimientos funcionales son: la dimensión de la cubierta, el tipo de localización de equipo y su instalación, el número de risers, la can tidad de petróleo o almacenamiento, la temperatura a la cual estará sometida, carga útil en cubierta etc.

3.1.0. PRINCIPALES NIVELES DE DISEÑO

Dentro del proceso de diseño es posible identificar tres niveles en los cuales la seguridad es la parte central.

3.1.1. NIVEL 1: PROCESO DE DISEÑO SEMI-PROBABILISTICO

En este nivel el aspecto probabilístico es tratado especialmente en la definición de los valores característicos de cargas y resistencia de materiales asociados posteriormente con los factores parciales de seguridad.

3.1.2. NIVEL 2: PROCESO DE DISEÑO PROBABILISTICO.

En este nivel la aproximación es mayor con respecto al primero. Las cargas y la resistencia de materiales y secciones son representadas por el conocimiento o bien por medio de distribuciones postuladas (definido en términos de parámetros relevantes y desviación estandard) y es aceptado como un buen nivel de confiabilidad.

3.1.3. NIVEL 3: PROCESO DE DISEÑO EXACTO

En este nivel el proceso de diseño se basa sobre el exacto análisis-probabilístico para el completo sistema estructural utilizando una - distribución de aproximación total, con nivel de seguridad referido en algún estado de falla probabilístico interpretado en el sentido - de frecuencia relativa.

3.2.0. DISEÑO DE ESTADO LIMITE.

El propósito del diseño al estado límite es el de llevar a cabo con una adecuada probabilidad el diseño de la estructura de acuerdo al - uso para el cual es requerida una estructura o parte de la misma es considerada inútil para su uso cuando excede un estado particular -- llamado estado límite, además del cual infringe uno de los criterios gobernadores: resistencia funcionamiento o uso.

El objetivo del análisis de diseño o comprobación es el conservar la probabilidad de un estado límite estando excedida bajo un cierto valor.

La adecuada seguridad estructural se conoce através de verificar que los efectos de las cargas de diseño no excedan la resistencia de diseño. Las cuales a su vez son calculadas multiplicando sus valores característicos por factores parciales de seguridad, γ_f (factor de carga).

La resistencia de diseño es obtenida en base a los valores característicos de resistencia divididos por el efecto parcial de seguridad para cargas γ_f (Factor de material).

Los factores de carga de diseño y resistencias de diseño pueden ser estimadas con el uso de métodos determinísticos computarizados.

3.2.1. ESTADO DE LIMITE ULTIMO. (U.L.S.).

El estado de límite último esta relacionado con la capacidad máxima de carga soportada por el sistema estructural los estados de límite último son:

a) Estado límite de ruptura.

También llamadas deformación excesiva, corresponde al límite de capacidad de la estructura y la cimentación para resistir las cargas de diseño. Cuando se verifica la resistencia de la estructura en este estado, se debe tener la suficiente resistencia para soportar las cargas citadas tomando en cuenta las posibilidades de: movimiento de la misma, deslizamiento, pandeo o implosión.

b) Estado límite de colapso progresivo. (P.L.S.)

Corresponde al colapso de la estructura o cimentación debido a las fallas progresivas de sus componentes.

El plan con respecto al sistema estructural y la interacción entre los miembros estructurales debe ser tal que asegure una adecuada robustez con suficiente margen de seguridad. En general el estado límite de colapso progresivo requiere una evaluación del sistema estructural para apreciar los modos probables de falla y de esta manera asegurar el no colapso progresivo que puede resultar de la ruptura de una o más secciones críticas por deslizamiento, movimiento o fallas causadas por elástica o inestabilidad plástica.

c) Estado límite de fatiga. (F.L.S.).

Corresponde al criterio asociado con los efectos de cargas repetidas. Estructuras cargadas pro tiempo-variación de cargas (es decir cargas debido a olas, viento, corrientes, hielo, etc.).

Los primeros parámetros asociados con la fatiga son las -

magnitudes de fluctuaciones con el esfuerzo en relación - con el nivel medio de esfuerzo, el número de fluctuaciones la frecuencia y las propiedades de los materiales.

En la estimación de los efectos de fatiga, todas las cargas son supuestas sobre el diseño del tiempo de vida de - la estructura debiendo ser tomadas en cuenta : Todos los posibles estados del mar.

3.2.2. COMBINACION DE CARGAS DEL ESTADO DE LIMITE ULTIMO.

Los requerimientos de resistencia de la estructura y cada uno de sus miembros deben ser igual o más grande que el máximo valor calculado mediante las siguientes formulas :

CODIGO ACI.

$$U = 1.2 (D + T) + 1.6 L \text{ max.} + 1.0 E_o \dots\dots\dots 3.1.$$

$$U = 1.2 (D + T) + 1.2 L \text{ max.} + \gamma_L E \text{ max.} \dots\dots\dots 3.2.$$

$$U = 0.9 (D + T) + 0.9 L \text{ min.} + \gamma_L E. \text{ max.} \dots\dots\dots 3.3.$$

Donde :

$L \text{ max.}$ = Carga viva máxima.

$L \text{ min.}$ = Carga viva mínima.

E_o = Frecuencia de ocurrencia de carga de ola.

γ_L = Carga multiplicada y asume los siguientes valores ola pico, corriente pico y viento pico.

$$L = 1.3$$

T = Carga de deformación.

Para cargas muertas D , la carga multiplicada por 1.2 debe ser --

reemplazada por 1.0 si esta regla es más desfavorable que la combinación de carga. Para la evaluación de la resistencia los efectos de deformación de cargas pueden ser despreciables con tal de disponer de una adecuada ductilidad.

Cuando el diseño es gobernado por sismo, entonces las cargas ambientales transitorias que se utilizan no asumen una acción simultánea, en ciertas circunstancias especiales, cuando el diseño no es controlado por una simple carga ambiental puede ser necesario que se considere la ocurrencia simultánea de eventos ambientales.

3.2.3 ESTADO LIMITE DE SERVICIO (S.L.S.).

Los estados límite de servicio están relacionados con la capacidad del sistema estructural en base a los requerimientos funcionales, es el criterio gobernado normalmente por el uso y durabilidad, los estados límite de servicio son :

a) Estado límite de durabilidad.

La durabilidad de las estructuras de concreto depende de la resistencia el concreto expuesto contra ataques físicos y químicos en la protección del acero contra corrosión. Las principales características al respecto son - la permeabilidad del concreto y el recubrimiento del refuerzo.

Para evaluar los posibles daños del concreto expuesto a la acción de agua de mar, así como la sensibilidad del refuerzo a la corrosión se consideran tres zonas.

Zona sumergida (sensibilidad baja).

Zona de splash o variación de marea (sensibilidad alta).

Zona Atmosférica (sensibilidad normal).

b) Estado Límite de desplazamiento, movimiento y vibración.

El desplazamiento de la estructura o cualquier parte de -

ella no debe causar efectos adversos a la eficiencia de -
la misma.

Los efectos de desplazamiento lateral deben ser consideradas en forma particular para estructuras esbeltas, en el cálculo de desplazamiento, las propiedades de los materiales de diseño y las cargas de diseño deben ser apropiadas para un estado límite de servicio.

c) Estado límite de daño permanente.

La estructura independientemente de poseer suficiente resistencia para soportar las cargas de diseño, debe tener suficiente margen contra daño permanente, que puede afectar la vida de servicio de la estructura.

En términos generales puede ser suficiente con el límite de "esfuerzo tensión" en el refuerzo con $0.8 f_y$, pudiendo ser un nivel considerado por el diseñador en el que el refuerto no sufra tensión permanente.

d) Estado Límite de Rigidez Estructural.

Las estructuras cuya función total o parcial es la crea--ción de un compartimiento hermético para contener petró--leo, gas líquido o fluido similar necesitan ser diseñadas bajo el estado límite de rigidez estructural dependiendo de los requerimientos especiales del fluido a contener.

Las estructuras o partes de la estructura que son diseñadas así deben satisfacer cualquier combinación de esfuerzos de tensión que ocurran en la estructura.

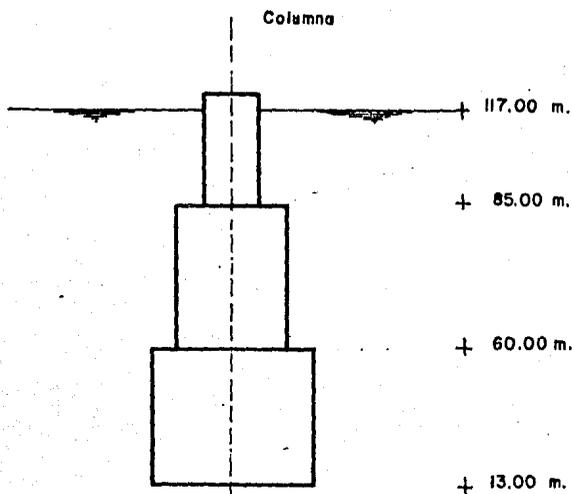
3.2.4. COMBINACION DE CARGA DEL ESTADO LIMITE DE SERVICIO.

De acuerdo al código ACI. Las necesidades de servicio deben ser verificadas para la combinación de carga. Ecuac. 3.1. Excepto que estas cargas deben permanecer sin factor es decir :

$$U = D + T + L + E_s \dots \dots \dots 3.4$$

Donde : La carga viva L debe representar la carga prevalectiente más variable durante la operación normal de la vida de la estructura.

Ejemplo No. 2.



Calcular el acero de presfuerzo en la columna.

DATOS :

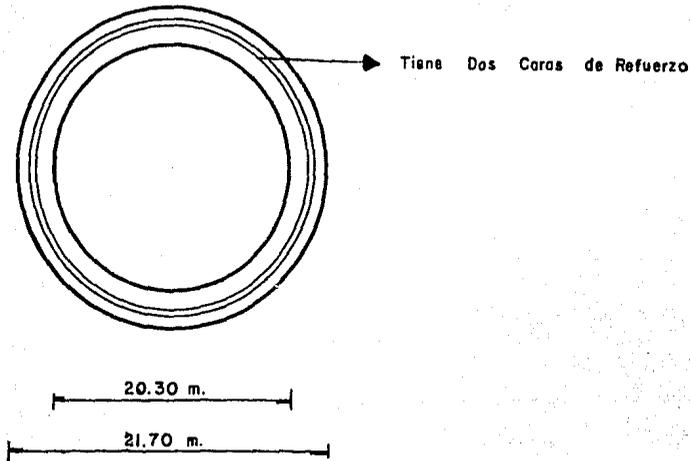
D ext. = 21.70 m.

D. interior = 20.30.

$F_H = 2.606$ TON. fuerza aplicada para un $\triangleleft 90^\circ$

$M = 112,593$ Ton. - M.

Refuerzo = 50 cm^2 /M/cara.



Cálculo del área.

$$A_{\text{Total}} = A_{\text{concreto}} + A_{\text{refuerzo}} \times n$$

$$\text{Donde : } n = \frac{E_s}{E_c} = 10$$

$$A_T = \frac{\pi}{4} (21.70^2 \text{ m} - 20.30^2 \text{ m}) + 2 (0.0050 \text{ m}^2/\text{Ml} \times 10) (\pi \times 21.0 \text{ ml}).$$

$$A_T = 46.19 \text{ m}^2 + 6.60 \text{ m}^2 = \underline{52.78 \text{ m}^2}$$

$$I = \frac{\pi}{64} (21.70^4 \text{ m} - 20.30^4 \text{ m}) + 2 (0.0050 \text{ m}^2/\text{ml} \times 10) \left(\frac{\pi \times 21.0^3 \text{ m}}{8 \text{ ml}} \right)$$

$$I = 2548.50 \text{ m}^4 + 363.68 \text{ m}^4 = 2912.26 \text{ m}^4$$

$$\frac{I}{V} = \frac{2912.26}{21.70} \text{ m}^4 \times 2 = 268.41 \text{ m}^2.$$

Esfuerzo en la parte baja de la columna.

$$\sigma = \frac{PN}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

Donde :

P = Presfuerzo a determinar

N = Carga = 3925 Ton.

$$\sigma_{\min.} > 0 \implies P = \frac{AMV}{I} - N$$

$$P = \frac{(112,593 \text{ Ton.} - M) (52.78 \text{ M}^2)}{268.41 \text{ m}^3} - 3925 \text{ Ton.}$$

$$P = 18.215 \text{ Ton.}$$

Condiciones :

- Usando cables tipo 19T 15.
- De esfuerzo último = 485 Ton.
- Con fuerza o tensión = 70%
- Perdida de presfuerzo del 25%

Por lo tanto :

El esfuerzo de diseño = $0.70 \times 0.75 \times 485 \text{ Ton.} = 255 \text{ Ton.}$

De acuerdo con este último dato se requieren :

72 cables de 19T 15 que dan 18,360 Ton.

$$\sigma_c = \frac{18360 + 3925}{52.78} \pm \frac{112.593}{268.41} = \frac{841.71 \text{ Ton/m}^2}{274 \text{ Ton/m}^2}$$

$$\sigma_c \text{ max.} < 0.6 f_{ck} = 24 \text{ m Pa.}$$

CAPITULO IV

CONSTRUCCION

En este Capítulo se describirán las "Obras Civiles" más importantes o más características del proyecto.

4.1.0. DIQUE SECO.

En el dique seco se lleva a cabo la construcción del cajón de cimentación de la plataforma y si el colado lo permite también la columna o columnas de la misma.

Puesto que la finalidad del dique es mantener seca el área de trabajo ésta debe de ser de materiales de tal naturaleza que sus características mecánicas y físicas garanticen un cierto grado de impermeabilidad, es decir, evite el paso del agua contenida en el terreno -- circundante al interior del dique.

Los estudios de mecánica de suelos que se efectuen en el sitio definirán las características del suelo en el que se cimentará el dique. Así mismo se definiran las condiciones del flujo en el medio poroso

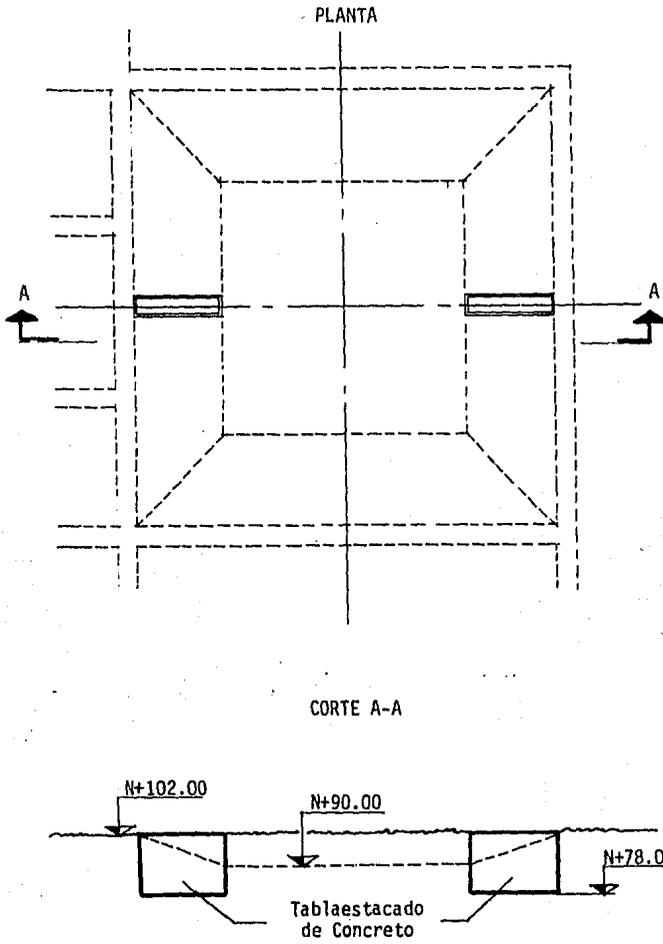


Fig. 4.1.0 TRAZO NIVELACION Y SEÑALAMIENTO

en el área de construcción. A partir de esa información se establecerá la geometría del dique, de ésta podemos decir que constará de una sección o núcleo "impermeable" respaldado por materiales graduados para darle estabilidad, es decir que sea capaz de resistir las diversas solicitaciones a que sea sometido durante su vida útil.

El talud interior del dique tendrá una sección tirante que permitirá abatir la línea de saturación del mismo, reducir la presión intergranular en el material y consecuentemente ayudar a mantener su resistencia al corte.

4.1.1. GENERALIDADES .

Como el dique seco debe ser suficientemente grande, para fabricar una estructura con base de 100 x 100 m. como mínimo, podemos considerar una área de excavación de 150 x 150 m. con una profundidad de 10 m., bajo el nivel de estiaje del río. Resultando un volumen por excavar de aproximadamente $25 \times 10^4 \text{ m}^3$.

Para manejar un volumen de material de esa magnitud es indispensable utilizar equipo mecánico.

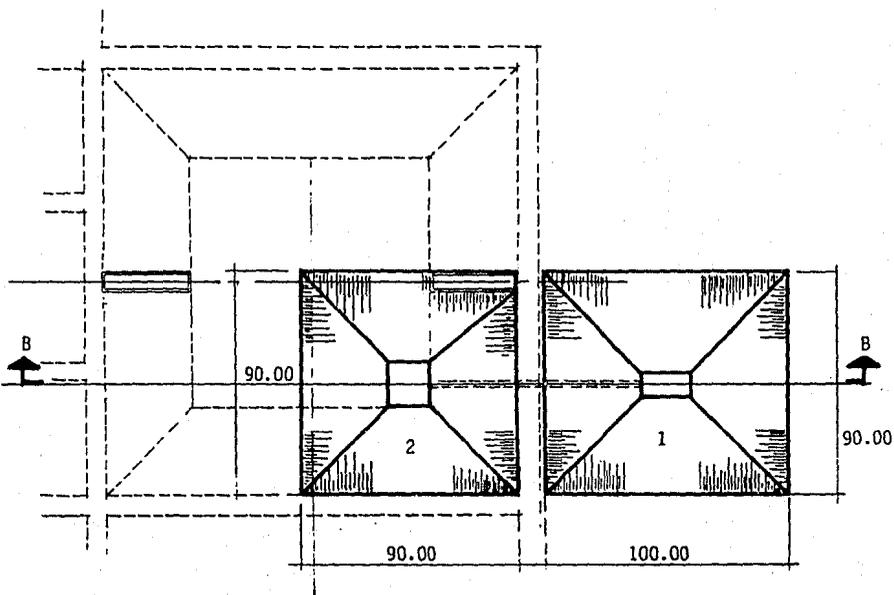
El tipo de equipo a utilizar dependería de las características del suelo y su posible utilización en la construcción del dique.

A lo largo del eje perimetral, y por debajo del nivel de piso terminado del dique seco, se efectuará una excavación en trinchera, de las dimensiones necesarias para cementar el dique, desde el desplante hasta la corona, los diferentes materiales que formaran el dique se colocarán en capas cuyo espesor y grado de compactación se especificará en el proyecto.

Para secar el dique es indispensable contar con un sistema de bombeo que permita descargar el agua al río este mismo sistema se utilizará para eliminar las aguas de lluvia y las filtraciones que pudieran llegar el área de trabajo. Para éste fin y para abatir la línea de

MAR

PLANTA



CORTE B-B

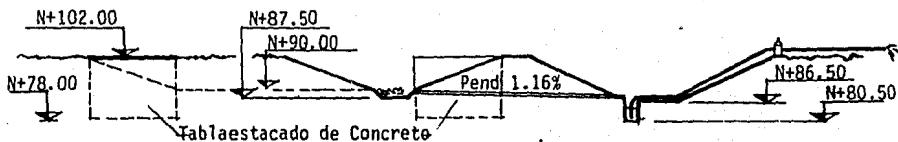


Fig. 4.1.1 ESTABLECIMIENTO DE DREN PRINCIPAL

saturación en el talud interno del dique y en el área de trabajo se analizará y diseñará en su caso el conjunto de drenes y carcamo de recolección y bombeo.

Como el suelo y el área de trabajo del dique seco estará sujeta a -- cargas relativamente grandes, por lo que se analiza la conveniencia de colocar pilotes para transmitir la carga del suelo y sobre los -- mismos apoyar la loza de piso que soportará el peso de la plataforma en fabricación.

El talud interno del dique se reviste total o parcialmente de concreto o algún otro material adecuado.

Se debe aclarar que el procedimiento de construcción, las dimensiones y taludes del dique, así como el equipo, a utilizar, dependerán, fundamentalmente de los criterios que rijan el proyecto.

Veamos a continuación las fases de construcción del dique seco :

4.1.2. FASES DE CONSTRUCCION DEL DIQUE SECO.

1/a. FASE: Trazo nivelación y señalamiento.

- a) Limpieza del terreno.
- b) Hincado del tablaestacado a la profundidad requerida para formar cajón de apoyo para grua fija o móvil. (Véase la fig. 4.1.0.)

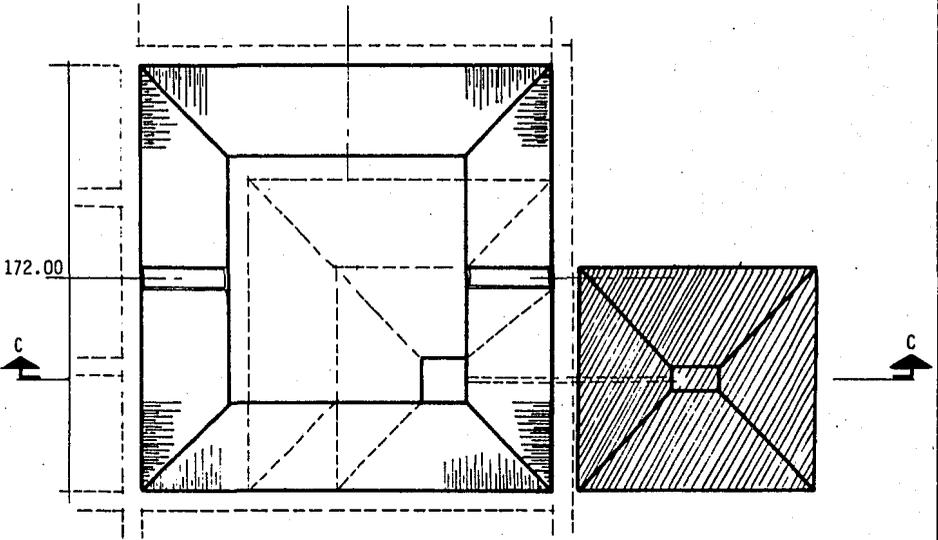
2/a. FASE: Establecimiento de Dren Principal.

- a) Excavación de dos cajas de talud principal -- del terreno (3:1) de las dimensiones y profundidades requeridas con abatimiento de nivel friatico por medio de bombeo.
- b) Colocación del dren principal que une las dos cajas.

MAR

73

PLANTA



CORTE C-C

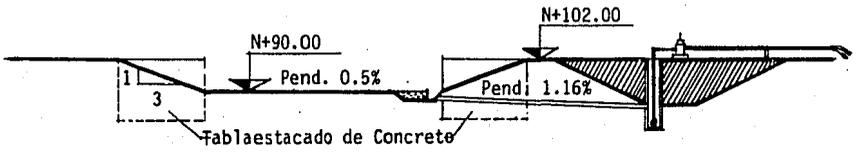
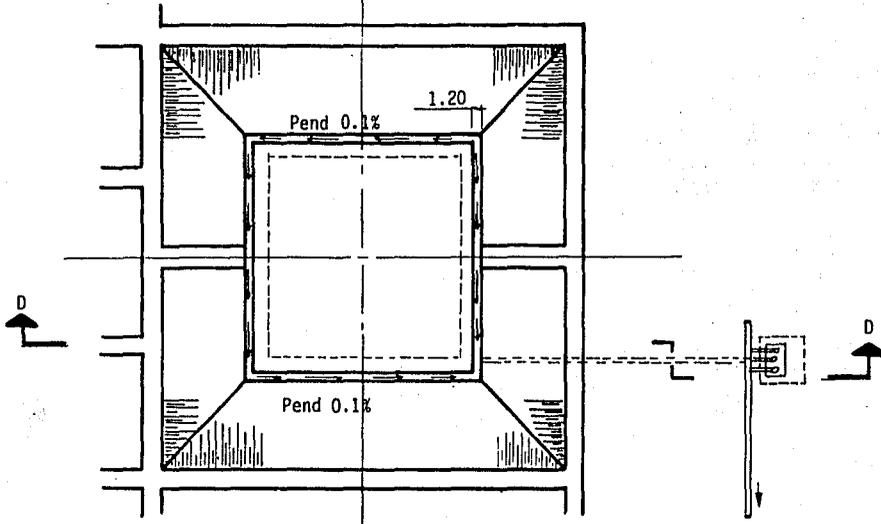


Fig. 4.1.2 EXCAVACION DEL DIQUE

MAR

PLANTA



CORTE D-D

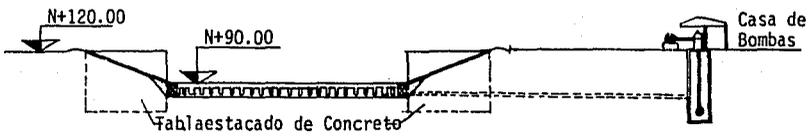


Fig. 4.1.3 PREPARACION DEL FONDO DEL DIQUE

La caja 1 será finalmente carcamo para vaciar el dique y mantener abatido el nivel friático (lo que llamamos obra auxiliar).

La caja 2. queda como una esquina del dique.

- c) Excavación en el fondo de la Caja 1. de un pozo indio hasta una profundidad variable dependiendo del agua a bombear y con un radio ---- aprox. 2.0 m. (Véase la fig. 4.1.1.).

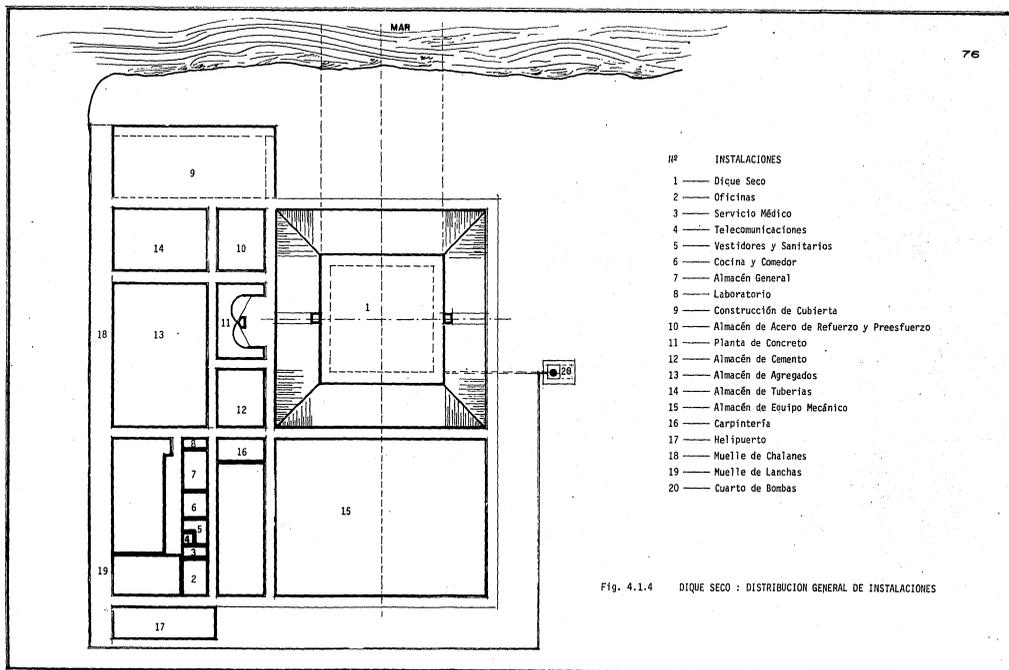
3/a. FASE: Excavación del dique.

- a) Excavación del dique a partir de los dos taludes de la caja 2.
- b) Relleno de la Caja 1.
- c) Instalación: provisional de una bomba y sistema de relevo con succión en el pozo indio para el abatimiento del nivel friático durante la excavación del dique.
- d) Conformación de los taludes del dique (Véase la fig. 4.1.2.).

3/a. FASE: Preparación del fondo del dique.

- a) Colocación de tablaestacado perimetral.
- b) Excavación de zanja y colado de trabe.
- c) Excavación para la formación de un dren perimetral.
- d) Colado del dren perimetral de tal manera que se obtenga una pendiente de 0.1% hacia el --- dren principal (Véase la fig. 4.1.3.).

Cabe señalar que la obra auxiliar citada es solo una alternativa para mantener seco el dique, pero pueden adoptarse algunas otras.



Nº INSTALACIONES

- 1 — Dique Seco
- 2 — Oficinas
- 3 — Servicio Médico
- 4 — Telecomunicaciones
- 5 — Vestidores y Sanitarios
- 6 — Cocina y Comedor
- 7 — Almacén General
- 8 — Laboratorio
- 9 — Construcción de Cubierta
- 10 — Almacén de Acero de Refuerzo y Preesfuerzo
- 11 — Planta de Concreto
- 12 — Almacén de Cemento
- 13 — Almacén de Agregados
- 14 — Almacén de Tuberías
- 15 — Almacén de Equipo Mecánico
- 16 — Carpintería
- 17 — Helipuerto
- 18 — Muelle de Chalanes
- 19 — Muelle de Lanchas
- 20 — Cuarto de Bombas

4.2.0. CAJON DE CIMENTACION.

La construcción del cajón de cimentación inicia con los faldones; -- (son los elementos que penetran el estrato resistente y anclan la plataforma evitando deslizamientos) estos se encuentran colocados normalmente tanto en líneas verticales como horizontales en cada división de compartimento, es decir si un cajón de cimentación está dividido en nueve compartimentos de largo por nueve compartimentos de ancho, se tendran nueve líneas de faldón en un sentido y nueve en el otro.

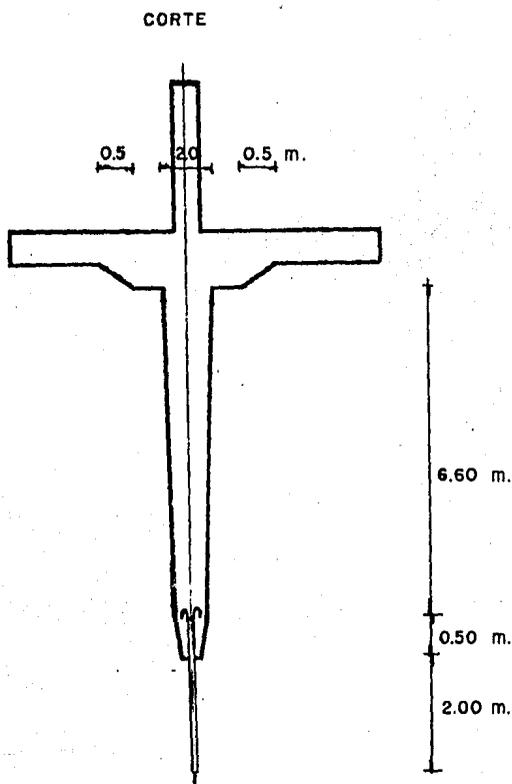


Fig. 4.2.0 FALDON DE PENETRACION

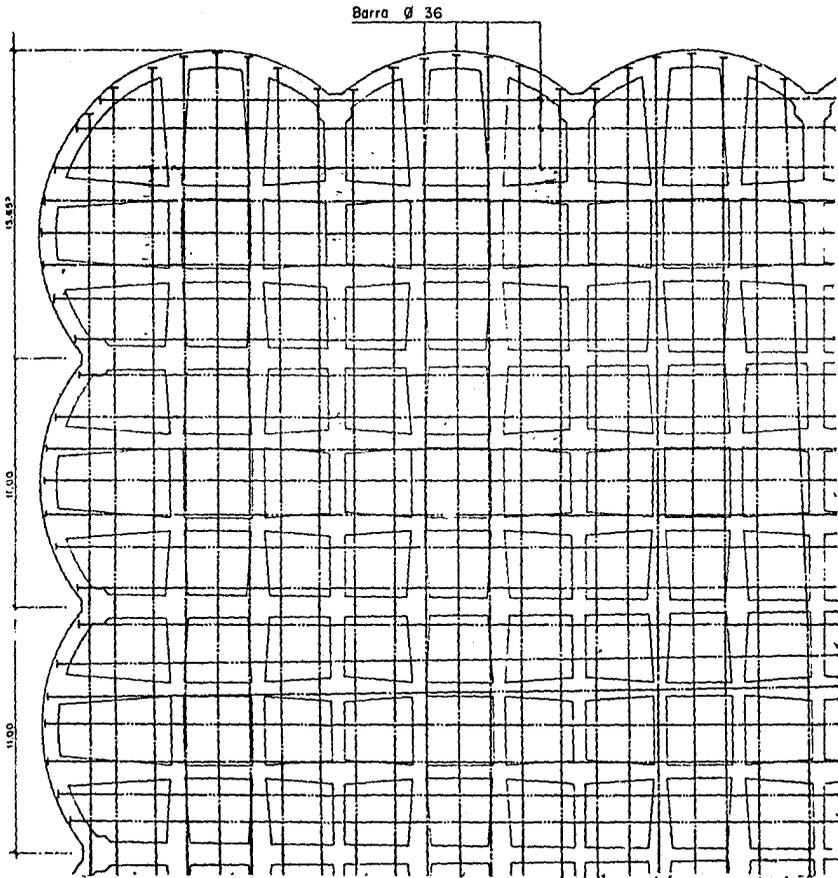


Fig. 4.2.1 DISPOSICION DEL ARMADO DE PRESFUERZO EN LOSA INFERIOR

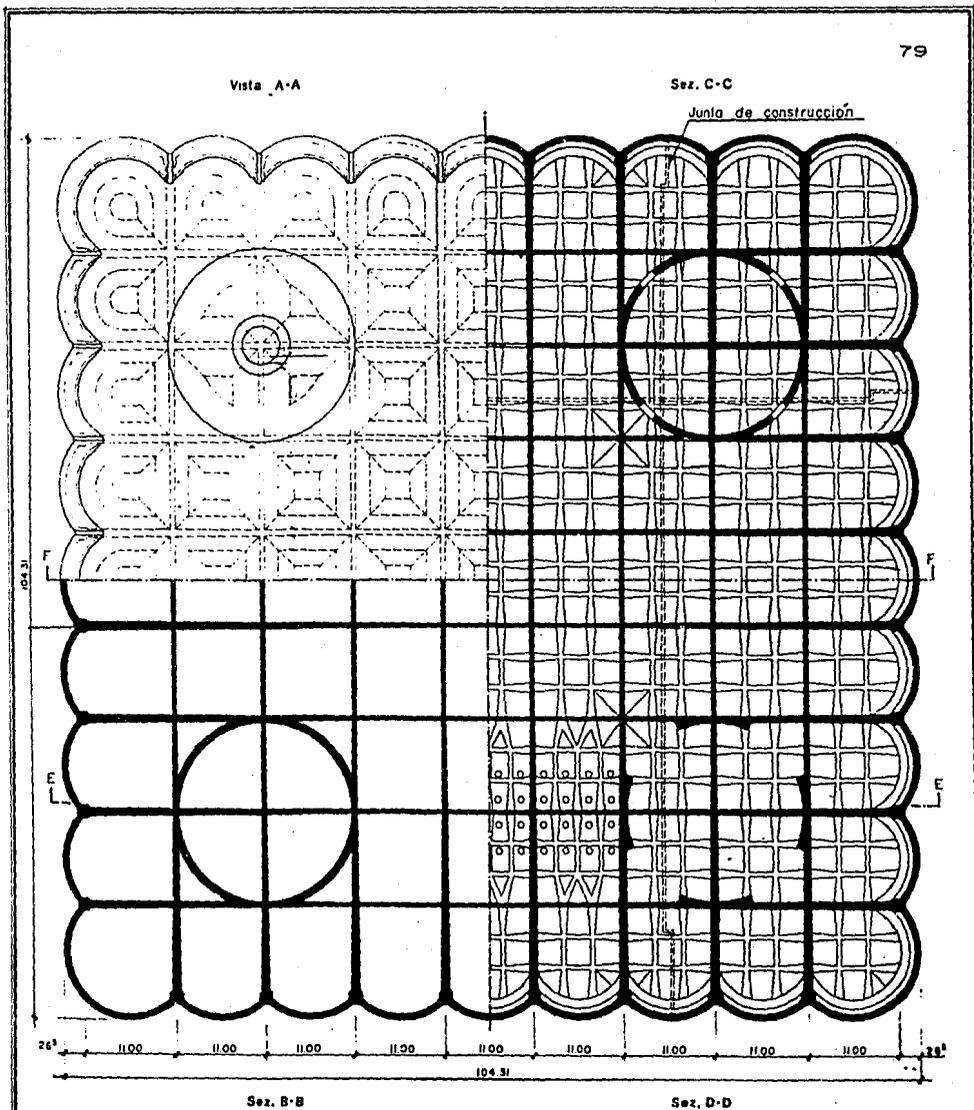


Fig. 4.2.2 SECCION HORIZONTAL DE DIVERSAS PARTES DE LA LOSA INFERIOR

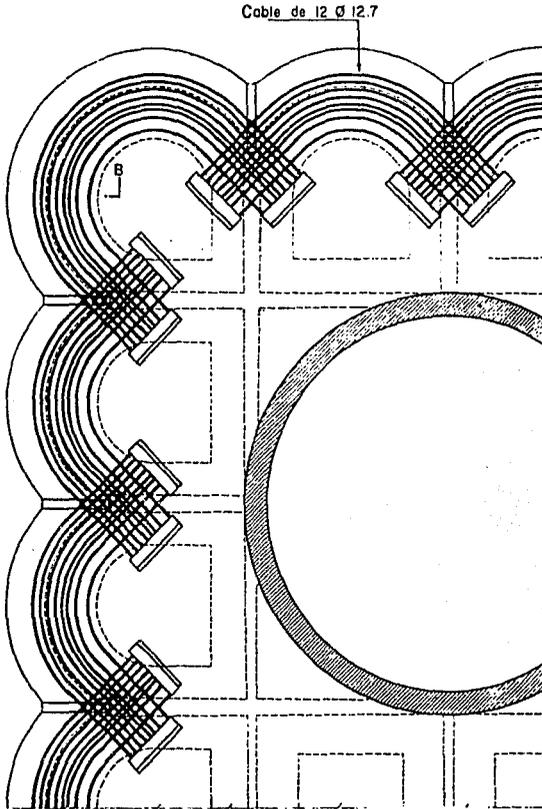


Fig. 4.2.3

DISPOSICION DEL ARMADO DE PRESFUERZO
EN LA PARTE SUPERIOR DEL CAJON DE --
CIMENTACION

Las líneas del faldón son coladas "in situ", cuentan con una punta de acero especial con el objeto de facilitar la penetración, contribuyendo también a este fin su forma ligeramente triangular una vez colados los faldones inicia el desplante de la losa inferior la cual necesariamente está unida con estos, la losa es construida a base de concreto presforzado con una resistencia mínima de $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ y un peso específico $\gamma_c = 2.55 \text{ ton/m}^3$, los aceros: el de refuerzo $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, con un recubrimiento mínimo de entre 5 y 7 cm., el de presfuerzo $f_y = 19000 \text{ Kg/cm}^2$ con un recubrimiento mínimo de 10 cm.

La losa debido a su dimensión se cuela en secciones requiriendose de un especial cuidado en el tratamiento de las juntas (antes de iniciar un colado las superficies de contacto son limpiadas y saturadas de agua, así como removido el material suelto o poco compacto).

Los muros del cajón de cimentación son el paso posterior a la losa, éstos al igual que los elementos anteriores son colados "in situ" a base concreto presforzado y con un riguroso control de calidad, una vez que los muros alcanzan la altura preestablecida se procede a colocar los tubos necesarios para la ascensión de agua y petróleo.

La última etapa del cajón de cimentación consiste en "cerrarlo" es decir tapar los muros en su parte superior con losas prefabricadas - (Véase de la fig. 4.2.0 o la 4.2.8)

Cabe remarcar que: para la construcción de la cimentación así como de la subestructura se utiliza concreto presforzado por su ligereza ya que las condiciones de flotación y estabilidad de flotación requieren de un diseño de estructura lo más ligero posible.

Una vez "cerrado" el cajón de cimentación se procede a hinundar el dique, quitando la barrera existente que impide el paso del agua, al hinundarse el dique el cajón queda constituido en un elemento capaz de flotar (Véase el capítulo 5.1.0.) y ser remolcado hacia aguas que permitan tener un mayor calado, donde se continua con la construcción de la subestructura.

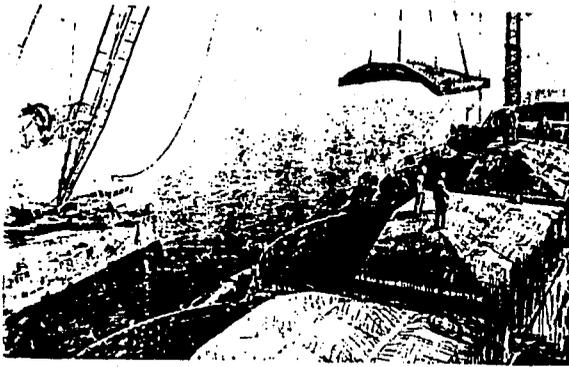


Fig. 4.2.4 COLOCACION DE ELEMENTOS
PREFABRICADOS QUE CIERRAN
EL CAJON DE CIMENTACION

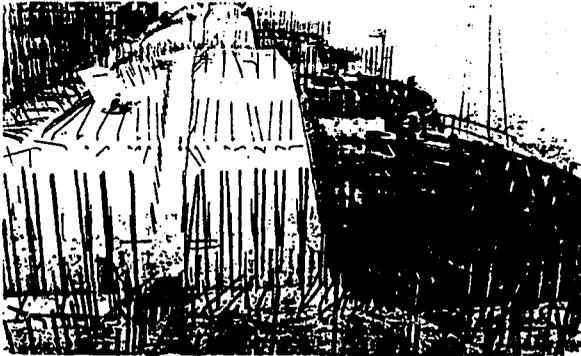


Fig. 4.2.5 CAJON DE CIMENTACION
CERRADO EN UN 50 %

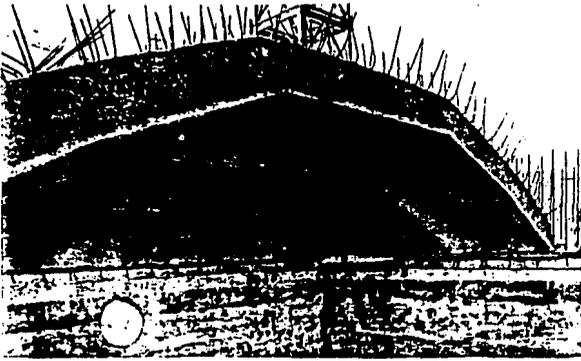


Fig. 4.2.6 PERSPECTIVA DE UNA DOVELA
QUE CIERRA EL CAJON
DE CIMENTACION

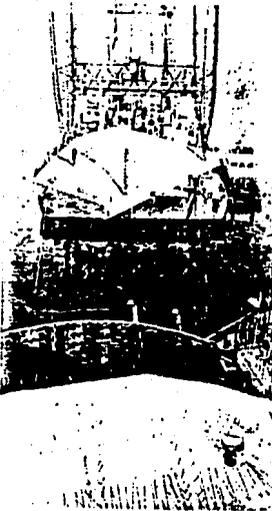


Fig. 4.2.7 COLOCACION E INSPECCION
DE DOVELAS PREFABRICADAS

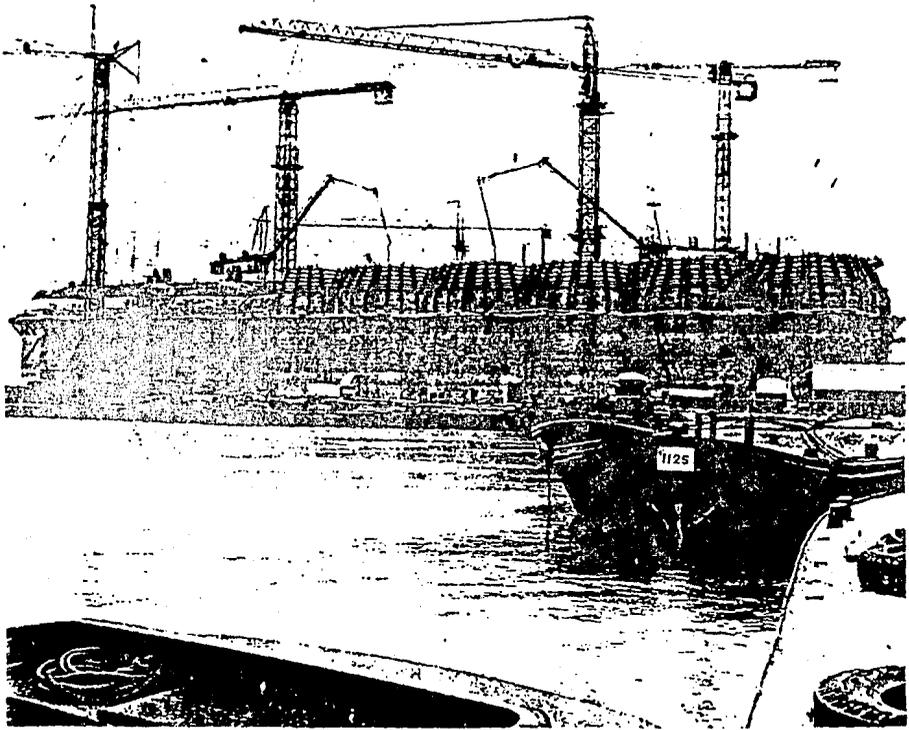


Fig. 4.2.8 COMPLEMENTO DEL CERRADO DEL CAJON DE CIMENTACION

4.3.0. SUBESTRUCTURA .

Ya en aguas profundas se procede a la construcción de la columna o - columnas que componen la subestructura.

Inicia con la disposición de la cimbra que debe ser de tal manera -- que resista las acciones del proceso constructivo incluyendo las --- fuerzas causadas por la compactación y el vibrado del concreto.

El concreto utilizado es al igual que en el cajón de cimentación, -- presforzado $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$, y un peso específico $\gamma_c = 2.55 \text{ ton/m}^3$. un revenimiento mínimo requerido para que el concreto fluya a través de las barras de refuerzo o para que pueda ser bombeado en su caso, así como para lograr un aspecto satisfactorio.

Los aceros utilizados: el de refuerzo $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$. con un recubrimiento mínimo de entre 5 y 7 cm., el de presfuerzo $f_y = 19000 \text{ Kg/cm}^2$. con un recubrimiento mínimo de 10 cm., antes de colocar el acero es revisado verificando que no haya sufrido algún daño, en espe-- cial si ha tenido un largo período de almacenamiento.

Una vez que se están efectuando los colados el acero debe de estar - exento de grasas, aceites, pinturas, polvo, tierra, oxidación excesiva y cualquier substancia que pudiera impedir su adherencia con el concreto.

Por lo que respecta a los ductos para los tendones (presfuerzo) se encuentran impermeables al mortero y no producen ninguna reacción -- química con el concreto, los tendones o el material de relleno, ésto facilita la inyección de lechada llevada a cabo con cemento portland y agua, o de cemento portland, arena y agua.

Durante el proceso constructivo se utilizan aditivos que no dañen el acero ni el concreto con el objeto de mejorar la manejabilidad y reducir el sangrado.

Los medios complementarios para la construcción de la subestructura-

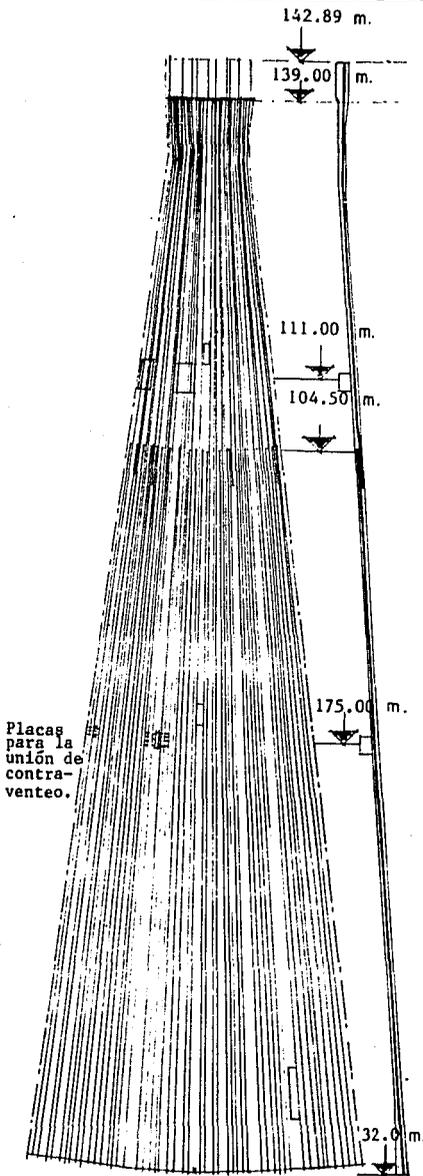


Fig. 4.3.0 SECCION VERTICAL DE UNA COLUMNA: DISPOSICION DEL ARMADO DE PREEFUERZO.

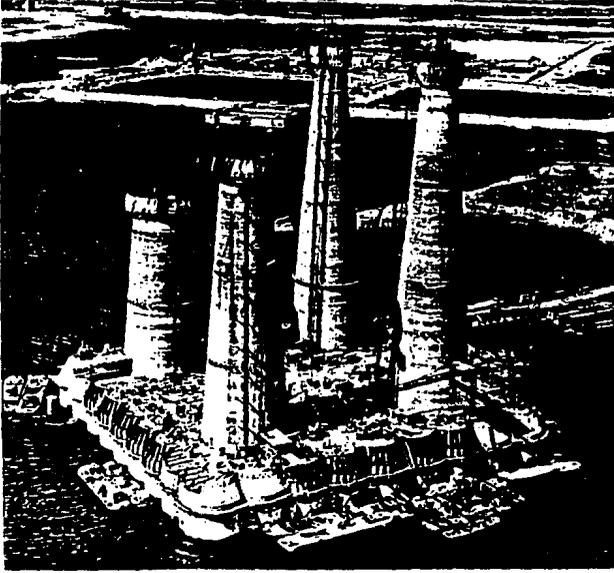


Fig. 4.3.1 ERECCION DE LAS COLUMNAS DE CONCRETO

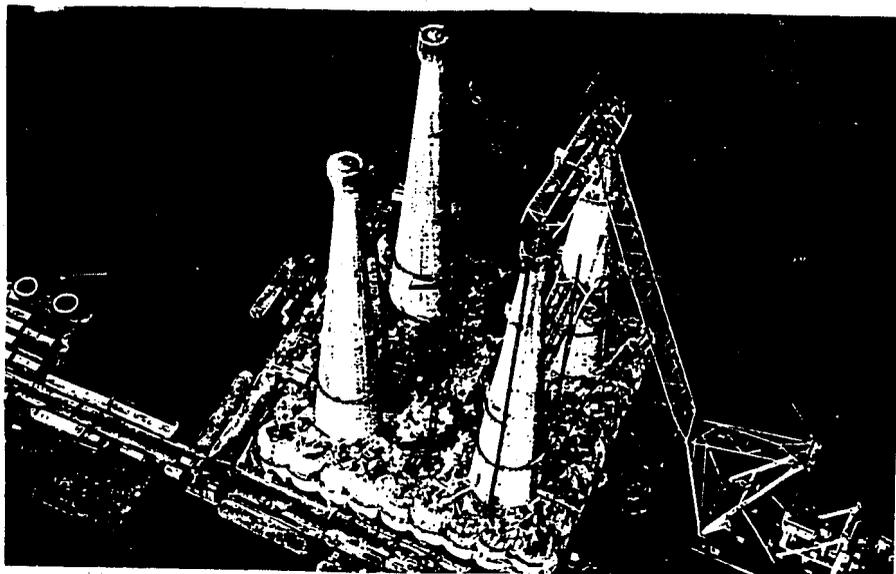


Fig. 4.3.2 PROCEDIMIENTO PARA COLOCAR LOS TUBOS DE EXTRACCION, UNA VEZ QUE LAS COLUMNAS ALCANZARON SU ALTURA TOTAL.

tales como: elementos de sujeción o rigidización temporales, el --- equipo de izado, los apoyos provisionales etc. siempre se diseñan pa- ra las fuerzas que puedan presentarse durante el montaje inclu- yendo los efectos de sismo o viento, así como las deformaciones que se prevea ocurrirán durante estas operaciones.

Al finalizar la construcción de la subestructura son colocados los - tubos para la succión de petróleo y agua necesarios para lastrear la plataforma.

4.4.0. SUPERESTRUCTURA.

La cubierta (deck) es fabricada en talleres especiales pudiendo -- ser el material utilizado para su fabricación, concreto o acero, más sin embargo es preferible a base de acero principalmente porque se - minimiza el peso estructural; el peso estructural es de de gran sig- nificancia durante el remolque de la plataforma hacia su localiza--- ción final.

Su construcción precisa de operaciones perfectamente coordinadas en- tre gruas de gran capacidad, que se encargan de colocar los diferen- tes niveles que constituyen la cubierta.

La cubierta puede constar de 2, 3, 4,... etc. niveles (dependiendo de las dimensiones de la plataforma o bién de las necesidades de los propietarios) dentro de los cuales deben estar contenidas todas las tuberías y estructuras necesarias para su operación.

Descripción del equipo y peso permanente a condierar en una cubierta de 3 niveles

3er.
NIVEL

2 gruas pedestal
 piso de perforación
 piso de tuberías
 vivienda y h lipuerto

2do.
NIVEL

Presas de lodos
Piso de preventores y subestructura
Piso de Almacenamiento
Paquete de bombas
silos
Generador de corriente

1er.
NIVEL

Separador de prueba
Control de pozos
Almacenamiento

La altura del 1er. nivel sobre el nivel de aguas tranquilas es aproximadamente de + 13.00 m., siendo la altura de separación entre un nivel y otro de aproximadamente 5.50 m.

* T A B L A N o . 4

DIMENSIONES Y PESOS DE ALGUNAS CUBIERTAS

PLATAFORMA	DIMENSIONES L x B x H (m)	AREA M ²	PESO PROPIO (Tons.)	CARGA MAXIMA (Tons.)
BRENT B	72 x 72 x 6	3650	4200	26000
BERYL A	72 x 70 x 10	3650	6500	32000
STATFJORD A	86 x 83 x 10	5000	7000	42000
CORMORANT A	82 x 70 x 6	3600	5700	30000

* Estudio realizado por Det Norske Veritas.

Publicado por SPE (Society de Petroleum Engineers)

CAPITULO V

INSTALACION

El hablar de la instalación de una plataforma de concreto implica todo un proceso que tiene como objetivo el posicionamiento de ésta en el sitio final de operación, dicho proceso inicia desde la flotación del cajón de cimentación en el dique y a la salida de éste continuando con la transportación en mar abierto hacia aguas profundas donde es construida la subestructura para finalmente ser remolcada y anclada en el sitio final, destacando en todo momento las operaciones que deben llevarse a cabo para conservar la estabilidad de la estructura pese a las condiciones ambientales (viento, corriente, oleaje) y operacionales adversas.

Veamos en formas mas detalladas este proceso.

5.1.0. F L O T A C I O N .

Para entender en forma clara la flotación de la estructura requerimos de un previo conocimiento de hidrostática.

Principios de Arquimedes.- "Todo cuerpo sumergido en líquido experi

menta un empuje vertical ascendente igual al peso del volumen del líquido desalojado". Y donde el punto de aplicación de dicho empuje coincide con el centro de gravedad del volumen desalojado y se conoce con el nombre de Centro de flotación o de carena.

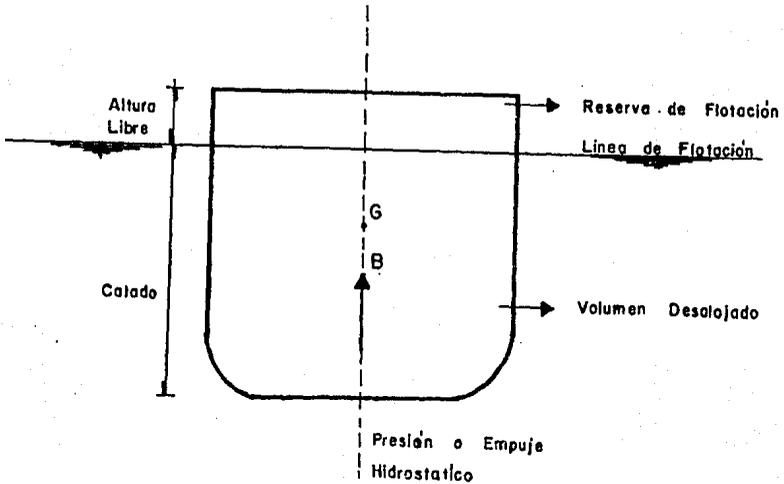


Fig. 5.1.0.

Un cuerpo flotante y el líquido desplazado por este deben estar en equilibrio; ésto es, no hay movimiento hacia arriba ni hacia abajo, por lo tanto el peso del cuerpo debe ser exactamente igual al peso del líquido que se desplaza (Veáse la fig. 5.1.0)

CENTRO DE GRAVEDAD.- Denotado en la figura con la letra G este es - el único punto donde puede considerarse que todo el peso del cuerpo

puede estar actuando.

La localización del centro de gravedad puede determinarse, multiplicando el peso de cada tramo, del cuerpo por la distancia medida desde un punto fijo y dividiendo el resultado por el peso total del --- cuerpo.

$$P = V \gamma \dots\dots\dots 5.0$$

Donde :

- P = Peso total del cuerpo.
- V = Volumen del líquido desplazado.
- γ = Peso específico del líquido.

CENTRO DE FLOTACION.- Denotado en la figura 5.1.0. con la letra B. Es el centro de gravedad del volumen de agua que es desplazada por - el cuerpo, ya que el agua es un fluido homogéneo, el centro de flotación es realmente el centro geométrico del volumen sumergido y es el punto donde todo el empuje del cuerpo actúa.

RESERVA DE FLOTACION.- Es la porción del casco de un cuerpo, flotante que queda sobre la superficie del agua, lo que significa que el - cuerpo aún podrá agregarse peso antes de ser hundido completamente, el peso total que podrá ser agregado hasta hundirlo se llama reserva de flotación.

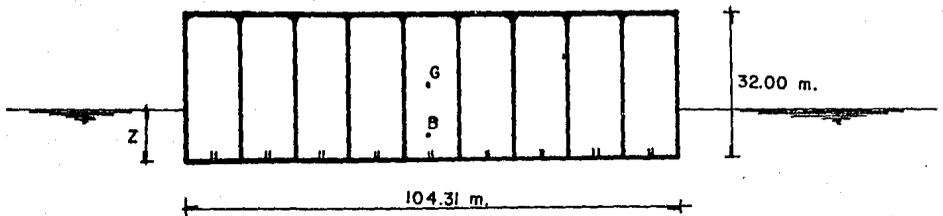
La reserva de flotación es el volumen del cuerpo no sumergido que se tiene para resistir las fuerzas, de viento, oleaje, corriente, inundaciones o desplazamiento de peso a bordo del cuerpo.

C A L A D O .- Es la amplitud máxima en sentido vertical, que puede sumergirse un cuerpo en el agua sin que se ponga en peligro su estabilidad el calado máximo se mide desde la línea de flotación hasta - el extremo inferior del cuerpo. (quilla).

ALTURA LIBRE.- Es la distancia vertical, medida desde la parte superior del cuerpo hasta la línea de flotación.

Ejemplo No. 3. Tomemos los datos de la plataforma de concreto ---- DUNLIN perteneciente a Inglaterra anclada en el mar del norte.

DEMOSTRACION DE LA FLOTACION DEL CAJON DE CIMENTACION.- Sus dimensiones totales son 104.31 M. x 104.31 M. x 32.00 m, formada de 81 -- celdas cuadradas huecas, el volumen de concreto utilizado = 60,000 M3.



De la ecuación 5.0

$$P_T = V \times \gamma_{\text{conc. armado.}}$$

$$P_T = 60,000 \text{ m}^3 \times 2,400 \text{ kg/m}^3.$$

$$P_T = 144,000 \text{ Ton.}$$

Por Arquímedes.

$$P_T = V \times \gamma_{\text{agua salada.}}$$

$$144,000 \text{ Ton.} = Z (104.31 \text{ m} \times 104.31 \text{ m}) \cdot (1025 \text{ kg/m}^3)$$

$$Z = \frac{144,000.00}{11,152.59} \text{ Ton.}$$

$$Z = 12.91 \text{ M.}$$

Reserva de = 19.09 M
Flotación.

$$G = 16.00 \text{ M.}$$

$$B = 6.46 \text{ M.}$$

Con la cual queda demostrada la flotación del cajón de cimentación.

Si consideramos que el peso total de la plataforma es de 250,000 Ton. tendremos un valor de :

$$Z = 22.42$$

Reserva de = 9.58 M.
Flotación

Esto nos da una idea del lastre que debe colocarse en las celdas para afondar la plataforma.

5.2.0. TRANSPORTE .

La transportación del cajón de cimentación y posteriormente de la estructura completa es la etapa más difícil de la instalación debido a las condiciones atmosféricas, referidas en particular al viento y -- las corrientes.

La plataforma es transportada por 10 o 12 remolques dependiendo del tamaño de ésta de los cuales 2 tiran de ella en forma inversa a los demás para mantener la estabilidad de la misma, la velocidad de ----

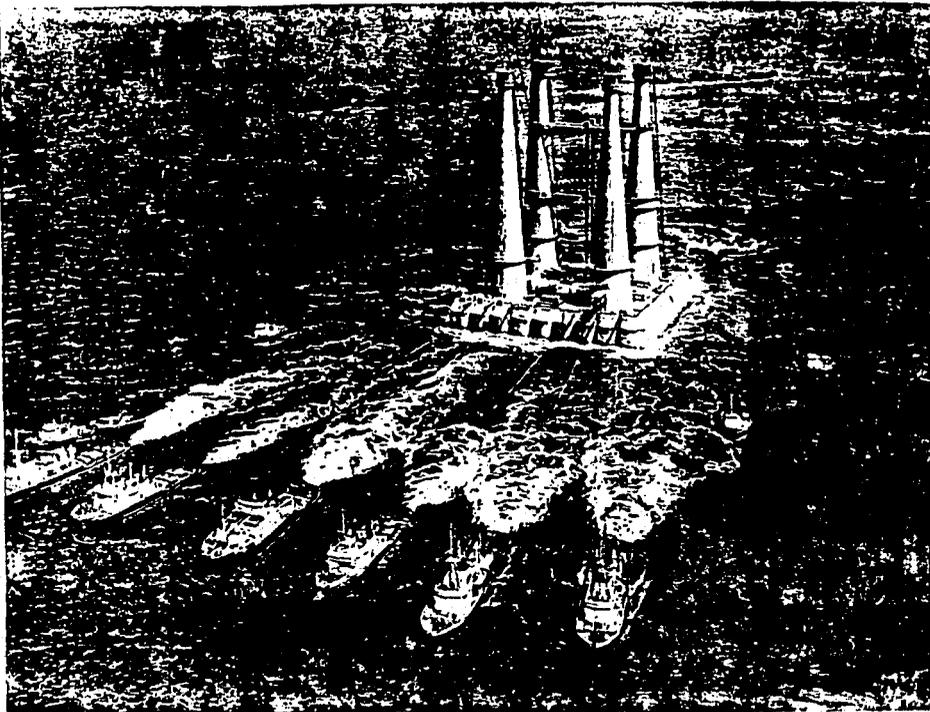


Fig. 5.2.0 REMOLQUE DE LA PLATAFORMA HACIA EL SITIO FINAL DE INSTALACION, NOTESE
LOS REMOLQUES QUE TIRAN EN FORMA INVERSA

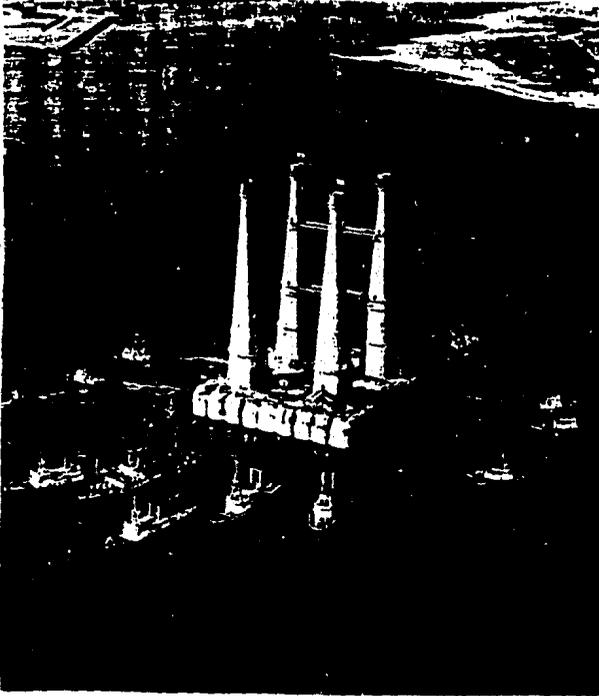


Fig. 5.2.1 REMOLQUE DE LA PLATAFORMA
HACIA AGUAS PROFUNDAS

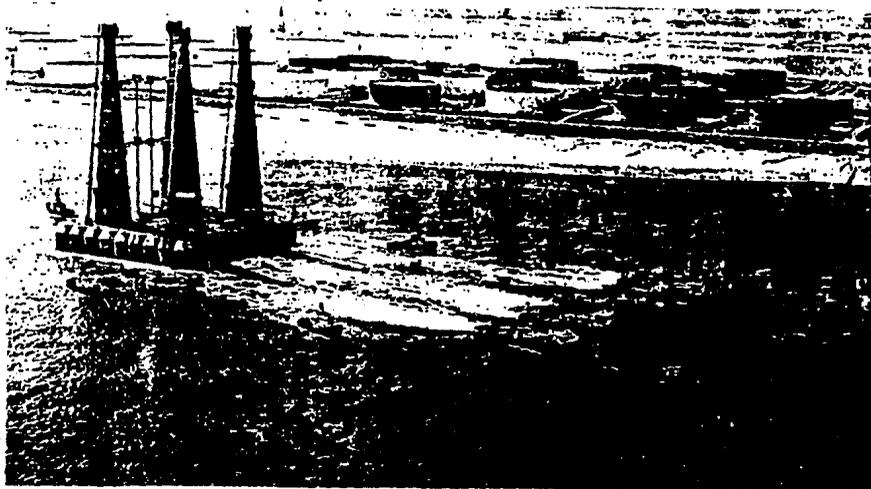


Fig. 5.2.2 REMOLQUE DE LA PLATAFORMA HACIA AGUAS PROFUNDAS

transporte oscila entre 1 y 3 nudos (Véase de lo fig.5.2.0 o lo 5.2.2).

5.2.1. TRANSPORTE DEL CAJON DE CIMENTACION.

Una vez terminada la construcción del cajón de cimentación se inunda el dique quitando la barrera existente en torno a él, una vez que -- flota el cajón se amarran los remolques y se procede a transportar - hacia aguas mas profundas.

El problema principal del transporte a la salida del dique radica en la poca profundidad de la zona (la orilla de un rio) y el ancho -- del fondo ya que en caso de vientos fuertes el cajón es lastreado pa -- ra reducir la acción de las fuerzas originadas.

Al llegar el cajón a mar abierto, el pocisionamiento del remolque de -- be ser modificado respecto al usado para superar la vía de las aguas a través de las cuales salio del río, procurando que la nueva linea de tiro sea ligeramente divergente para compensar el leve movimiento transversal.

Durante esta fase del transporte el verdadero peligro deriva del hecho que el cajón, se encuentra sujeto a la acción de las olas, que -- refringiendose sobre el muro pueden provocar problemas de estabili-- dad. Para lo que se deben hacer numerosos estudios de oleaje y --- viento con periodos de recurrencia hasta de 100 años.

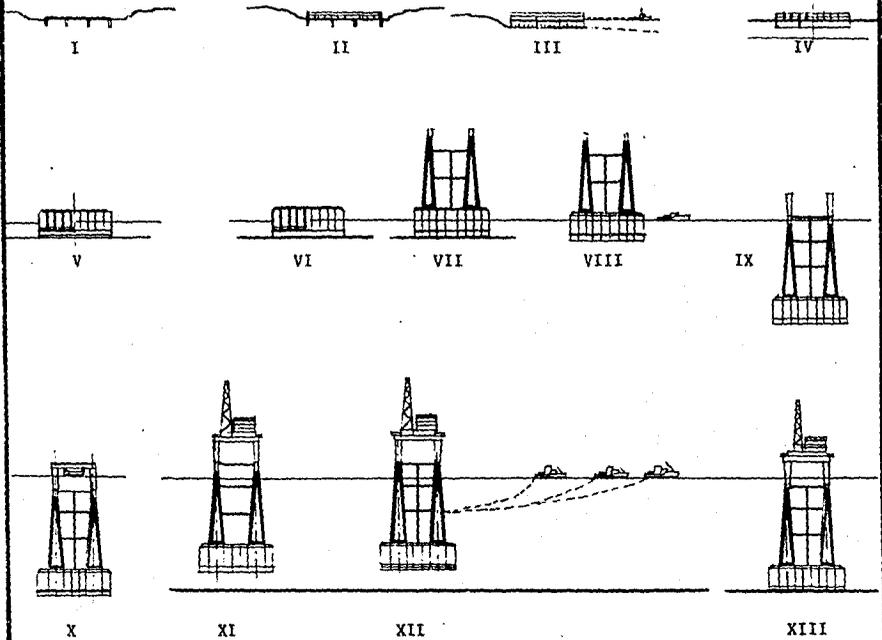
5.2.2. TRANSPORTE DE LA ESTRUCTURA COMPLETA.

Concluida la construcción de la columna o columnas sobre el cajón de cimentación, la estructura es preparada para el transporte que la -- conducira a su destino final sobre el yacimiento petrolero.

El remolque inicia a una profundidad que está en función del peso -- propio de la estructura, posteriormente es inmersa casi en su totali -- dad, lastreado con agua el cajón de cimentación para de este modo - reducir la resistencia al viento. Durante el trayecto la estructu-

Fig. 5.2.3. CONSTRUCCION Y REMOLQUE DE UNA PLATAFORMA DE CONCRETO

100



I Construcción en el dique de la parte inferior del cajón.

II Construcción de la parte externa del cajón

III Transporte del cajón hacia aguas más profundas

IV Lanzamiento del cajón hasta una profundidad de 9.10 m.

V Construcción total de la parte externa del cajón

VI Construcción de la plantilla de subestructura.

VII Construcción de las columnas y montaje de contraventeos.

VIII Transporte de la estructura hacia aguas profundas.

IX Posicionamiento del soporte metálico del contraventeo superior.

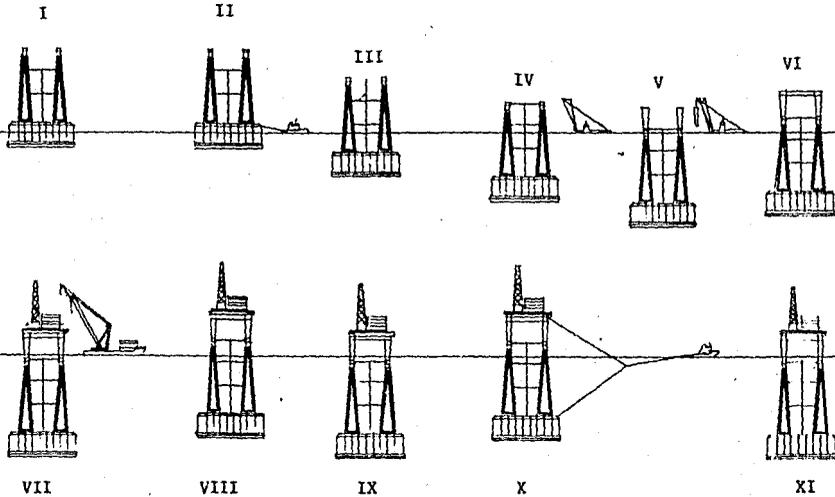
X Montaje de la cubierta metálica.

XI Colocación de una instrumentación mecánica e hidráulica.

XII Transporte de la estructura a su sitio de operación.

XIII La plataforma petrolera completa, lista para entrar en servicio.

Fig. 5.2.4 PRUEBAS DE INCLINACIÓN PARA COMPROBAR LA ESTABILIDAD EN LA PLATAFORMA DE CONCRETO.



- I La estructura inmersa a 22 m de profundidad.
- II Transporte de la estructura - hacia aguas más profundas.
- III Inmersión a 60 m y prueba de inclinación.
- IV Inmersión a 100 m, montaje del contraventeo superior.
- V Inmersión a 135 m y montaje -- del soporte metálico.
- VI Emersión a 120 m, montaje de - la plataforma metálica y segun da prueba de inclinación.

- VII Inmersión a 150 m y montaje de la cubierta.
- VIII Emersión a 120 m y última prueba de inclinación.
- IX Inmersión a 150 m control final - de la cubierta metálica.
- X Emersión a 126 m y transporte al campo petrolero donde operará.
- XI Inmersión a 151 m y anclaje en la roca.

ra es inmersa a diferentes profundidades por medio de las cuales se llevan a cabo pruebas de inclinación, durante la inmersión, la estructura tiene estabilidad mínima, más sin embargo está comprendida entre valores aceptables (Véase la fig. 5.2.4).

5.3.0. ESTABILIDAD DE FLOTACION.

Es la capacidad que tiene todo cuerpo flotante para permanecer en su posición original o volver a ella cuando está sometida a las fuerzas ambientales o de operación.

La estabilidad de un cuerpo flotante se clasifica en tres tipos :

Estable : Una fuerza actuante, por ejemplo el empuje del oleaje o del viento, origina una inclinación lateral, pero cuando aquella cesa el cuerpo vuelve a su posición original. Este tipo de equilibrio lo tienen los cuerpos del Centro de gravedad bajo.

Inestable : La fuerza actuante origina el volteo brusco del cuerpo (zozobra), el cuál después recupera una posición más o menos estable. Este equilibrio lo tienen aquellos cuerpos cuyo centro de gravedad es alto.

Indiferente : La fuerza actuante origina un movimiento de rotación continua del cuerpo, cuya velocidad es directamente proporcional a la magnitud y cuya duración es la misma que la de dicha fuerza. Este tipo de equilibrio, lo poseen cuerpos cuya distribución de la masa es uniforme (por ejemplo, la esfera con posición de flotación indiferente; el cilindro cuya posición de flotación es indiferente con su eje longitudinal en la dirección horizontal).

Las condiciones de equilibrio de un cuerpo flotante se explican utilizando como ejemplo un barco, fig. 5.3.0. cuya superficie de flotación muestra una forma simétrica con un eje ---

longitudinal y otra transversal, la rotación alrededor del -- primer eje se le conoce como balanceo y el segundo como cabeceo.

Metacentro : Denotado en la fig. 5.3.1. con la letra M. el metacentro es el punto alrededor del cual el centro de flotación gira cuando un cuerpo flotante gira en ángulo pequeño.

Puede verse que si el metacentro se encuentra sobre el centro de gravedad, la combinación de peso y el empuje llamado ---- peso - empuje, produce una fuerza que tiende a restaurar a la embarcación a su posición original esta fuerza producida por el peso, empuje se llama momento.

Básicamente, el momento es una fuerza por una distancia las -- fuerzas en este caso son el peso de la embarcación y el empuje la distancia es la medida horizontal entre la fuerza de -- gravedad G hacia abajo y la fuerza de flotación o empuje B -- hacia arriba, el momento resultante se conoce como momento -- restaurador o equilibrante.

Si M está localizado por encima de G, GM será positivo, GM es la altura metacéntrica, mientras mayor sea este valor mayor -- estabilidad inicial tendrá la embarcación.

La altura metacéntrica BM al centro de flotación KB y restando el centro de gravedad KG, este es :

$$GM/ KB + BM - KG \dots\dots\dots 5.1.$$

Radio Metacéntrico : La distancia BM se denomina radio metacéntrico, y puede ser calculado. Si el cuerpo gira un ángulo θ una cuña del caso en un extremo emerge y otra igual pero en el otro extremo se sumerge (parte sombreada) estas cuñas deben ser iguales ya que el peso del cuerpo no cambia, -- las cuñas formando un momento, la cuña que se ha sumergida re

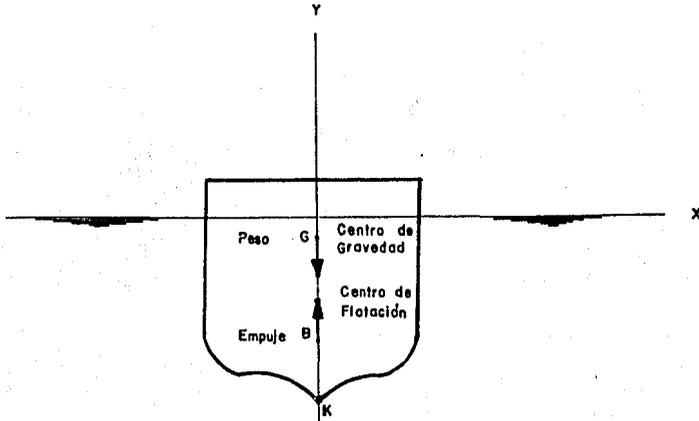


Fig. 5.3.0

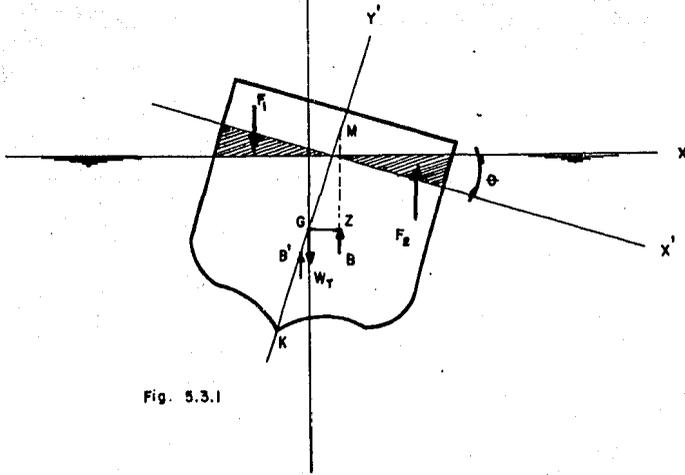


Fig. 5.3.1

cibe el empuje del agua y la otra gana peso ya que ha perdido el empuje. BM es igual al momento de inercia del área formada en la intersección del cuerpo con el nivel del agua con respecto al eje longitudinal dividido entre el volumen desplazado, esto es :

$$BM = I / V \dots\dots\dots 5.2$$

Brazo Restaurador : Dentro de las figuras (5.3.1.), está contenido en un punto Z, de tal modo que la notación GZ es la distancia entre la fuerza de flotación y el peso. GZ lo llamamos brazo restaurador.

El brazo restaurador multiplicado por el peso o el desplazamiento de un momento restaurador, este momento contrarresta cualquier momento de volteo.

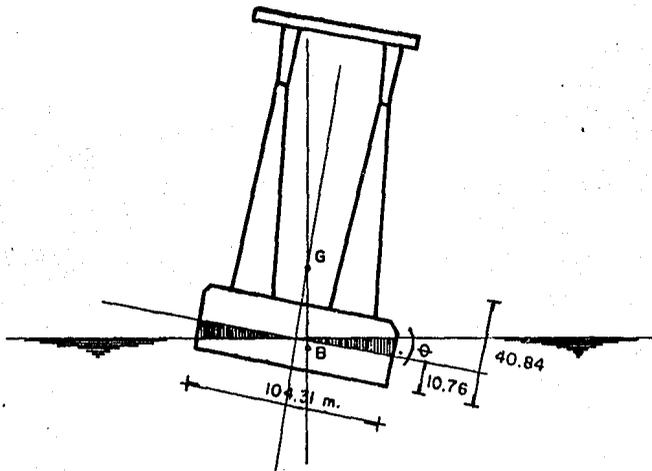
Aplicando estos conceptos de estabilidad para nuestro ejemplo de la plataforma DUNLIN se debe cumplir que :

$$GM = \frac{\text{tang. } \theta}{\text{sen } \theta} \frac{I}{V} - GB \geq 0 \dots\dots\dots 5.3.$$

Donde :

- θ = Angulo de inclinación de la estructura.
- I. = Momento de inercia del área de la sección de la plataforma al nivel de la superficie de flotación con respecto al eje longitudinal Z del mismo.
- GM = Altura metacéntrica.
- V = Volumen desplazado por la estructura.
- GB = Distancia entre la resultante de la fuerza aplicada y la fuerza de empuje del agua.

Ejemplo No. 4



$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{104.31 \times 104.31^3}{12} = 9.865.578.30 \text{ M}^4$$

$$GB = 4084 \text{ M} - 10.76 \text{ M} = 30.084 \text{ M}$$

La altura metacéntrica será :

$$\text{si } \theta = 3^\circ 28'$$

Podemos decir que :

$$\text{Tang. } \theta = \text{Sen. } \theta.$$

Por lo tanto sustituyendo valores en la ecuación. 5.3

Tenemos :

$$GM = \frac{9.865.578.30 \text{ M}^4}{234.150 \text{ m}^2} = 42.13 \text{ M. } 70 \text{ es estable.}$$

Con lo cual queda demostrado que en todo momento la estructura tiene excelente estabilidad de flotación.

5.4.0. INMERSION FINAL.

Una vez que la estructura llega al campo en el cual será instalada - los remolques son maniobrados hasta colocarla en posición y orientación final con una exactitud perfectamente definida.

Posteriormente y mediante la utilización del sistema controlador, de lastre, se inundan los cilindros de concreto gradualmente hasta que los faldones tocan el suelo, si en esta operación la posición no es suficientemente exacta se puede deslastrear la plataforma y realizar un segundo intento o los que sean necesarios para lograr el correcto posicionamiento de la plataforma. Una vez obtenido se lastra totalmente hasta alcanzar la completa penetración de los faldones en el interior de las capas de suelo resistente.

La instalación final de la plataforma de concreto en el suelo marino es una tarea exigente, en donde ni la estructura ni el suelo de cimentación deben ser afectadas desfavorablemente por la operación, de tal modo que el diseño y funcionamiento de los siguientes puntos es determinante para la instalación final.

5.4.1. Aterrizaje.

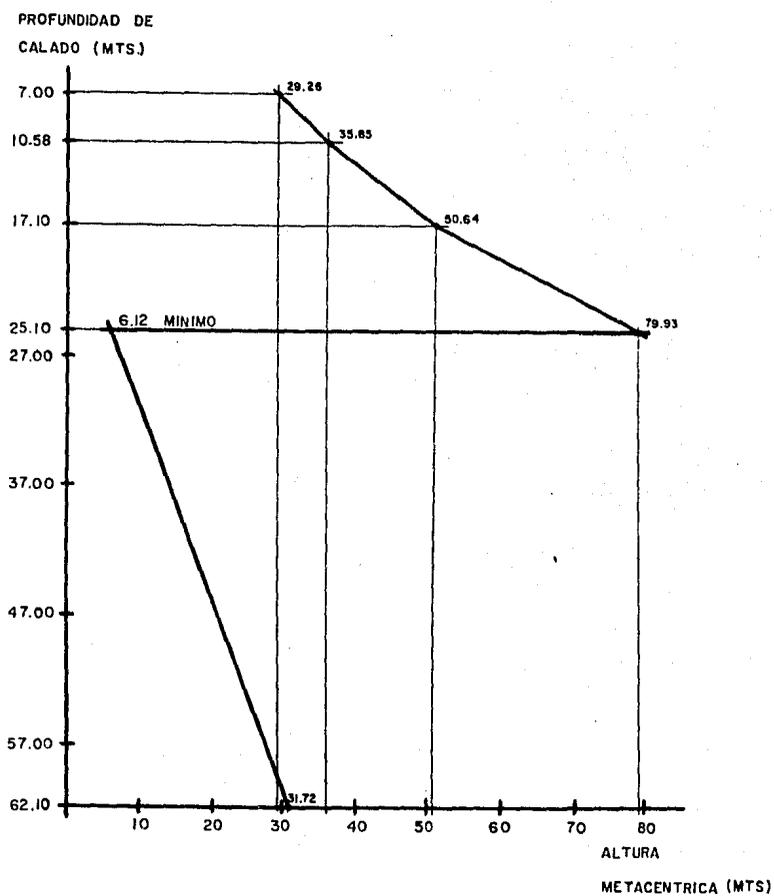
5.4.2. Faldón de Penetración.

5.4.3. Base de contacto.

5.4.4. Nivelación del terreno (relleno o lechada).

5.4.1. ATERRIZAJE.

Los diseñadores de las plataformas han ideado la colocación de extensos tubos de acero (llamados dowels y son de mayor longitud que el faldón) en la base de contacto que funcionan como guías durante el incado de los faldones y evitan los movimientos horizontales de la -



*GRAFICA Nº 4 VARIACION DE LA ALTURA METACÉNTRICA EN DIF.
 PROFUNDIDADES DE CALADO (INMERSION DE PLATAFORMA)
 *ESTUDIO REALIZADO POR EL IMP. (INSTITUTO MEXICANO DEL PETRÓLEO)

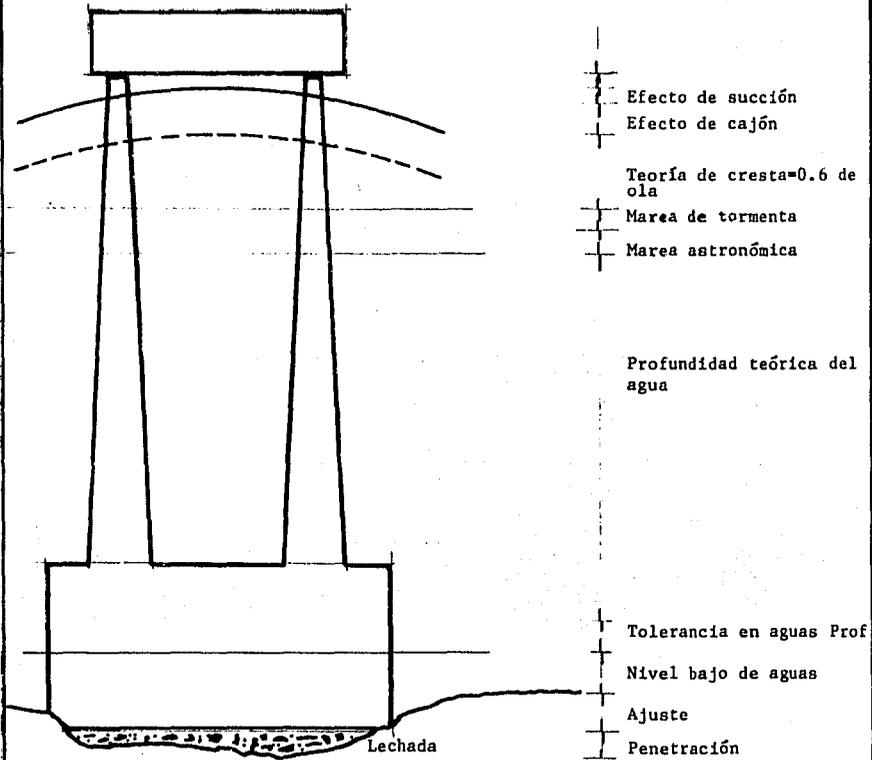


Fig. 5.4.0 ESTIMACION DE ALTURA TOTAL DE UNA PLATAFORMA

plataforma durante este proceso. Dichos elementos están expuestos a cargas altas por lo que debe cuidarse su adecuada instrumentación con el fin de evitar sobreesfuerzo en el suelo y en la estructura.

El criterio de instalación está referido al estado del mar el cual debe incluir la determinación de :

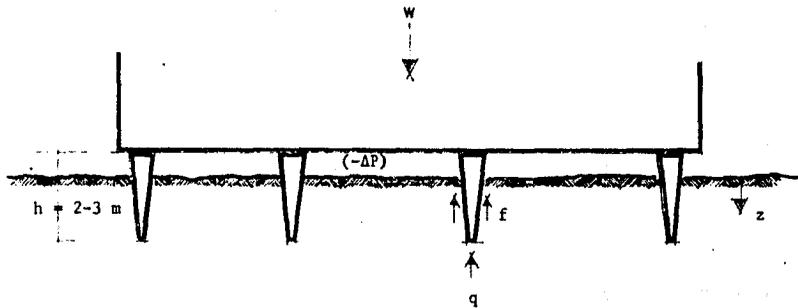
- a) Cargas ambientales en las plataformas que están en función del estado del mar.
- b) Conocimiento sobre la mínima resistencia de la estructura y el suelo.
- c) Determinación de condiciones desfavorables, mediante un modelo hipotético y un análisis dinámico el cual debe incluir las cargas de viento corrientes y remolques.

Cuando se determina la última resistencia del suelo para hincar o -- otros elementos de la base proyectada deben hacerse consideraciones dando la razón de cargas, especialmente cuando el suelo marino está formada por densos elementos y arenas dilatadas, la diferencia entre la resistencia última del suelo suele ser drámatica por este material, dependiendo de la razón de formación, por lo tanto un correcto gasto referido a los movimientos de la plataforma "at Touch down" - puede indicar las predicciones realistas.

5.4.2. FALDON DE PENETRACION.

Los puntos principales durante la penetración son :

- a) Presión diferencial del agua a través del faldón.
- b) La capacidad necesaria vertical de faldones de la plataforma a la profundidad deseada.
- c) La capacidad de faldones y suelo para resistir cargas horizontales.



Fuerzas de Penetración: W = Peso de la plataforma
 $\Sigma \Delta P$ Efectos de Succión

Resistencia a la Penetración Σq = Punto total de resistencia
 Σf = Fuerza total de fricción

Para la Penetración se Requiere $W + \Sigma \Delta P > \Sigma q + \Sigma f$

Fig. 5.4.1. FALDONES DE PENETRACION.

les del estado del mar.

PRESION DIFERENCIAL DE AGUA A TRAVES DEL FALDON.

- Resistencia a la penetración del faldón.

La información de la resistencia a la penetración de faldones de concreto. Tiene grandes limitaciones producto de poca experiencia entre este tipo de estructura más sin embargo la observación de resistencia total a la penetración en arena densa y arcillas duras es -- del orden del 10 al 40% respectivamente menor de la -- predicción llevada a cabo con anterioridad.

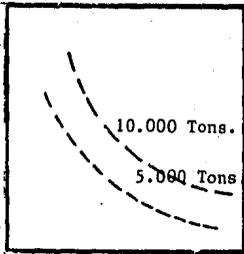
Para faldones cortos de concreto con prolongadas puntas de acero (dowels o costillas), se tiene también una resistencia a la penetración menor de lo esperado. Debido a la erosión en el sitio de instalación se toma en ocasiones un lugar para una primera etapa de penetración. El lugar erosionado debe que ser observado mediante inspección submarina.

CAPACIDAD NECESARIA DEL LASTRADO.

El sistema de lastrado debe ser capaz de compensar la excentricidad entre la resistencia a la penetración -- del faldón y el suelo, al fondo marino puede también -- agregarsele el requerimiento excéntrico de lastrado -- con suelo marino horizontal y una excentricidad del -- 10% del diámetro de la base.

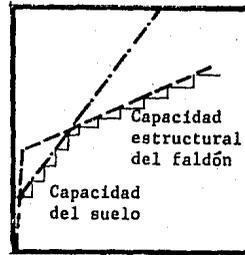
Los faldones continúan la penetración un poco después que el lastrado es detenido, por lo tanto la detención del mismo debe ser diferente para los distintos tipos de suelo. Así pues el lastrado debe terminarse con -

Altura significativa de ola
H 1/3 m.



Período T_g Seg.

Carga horizontal Tons.

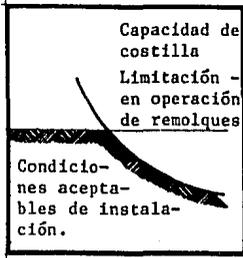


Faldón de penetración m.

Fig. 5.4.2 ACCION DE LAS FUERZAS HORIZONTALES EN LA PLATAFORMA, QUE ESTAN EN FUNCION DEL ESTADO DEL MAR

Fig. 5.4.3 CAPACIDAD DEL SUELO Y FALDON A DIFERENTES PROFUNDIDADES DE PENETRACION

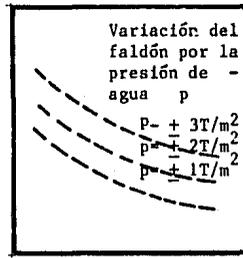
Altura significativa de ola
H 1/3 m.



Período T_z Seg.

Fig. 5.4.4 CONDICIONES DEL ESTADO DEL MAR PARA INSTALACION

Altura significativa de ola
H 1/3 m.



Período T_z Seg.

Fig. 5.4.5 VARIACION EN EL FALDON POR LA PRESION DEL AGUA, CAUSADO POR EL MOMENTO DE VOLTEO DEL ESTADO DEL MAR

minarse con margen suficiente para que la penetración no cree esfuerzos superiores en la loza u otros elementos.

CAPACIDAD DEL FALDON Y EL SUELO PARA CARGAS HORIZONTALES.

Deben ser considerados los siguientes puntos:

- La acción de las cargas horizontales, en la plataforma que está en función del estado del mar.
- Capacidad del suelo y el faldón, resistencia de cargas horizontales que están en función de la penetración profunda.

Cuando los faldones penetran, la frecuencia de resonancia es cambiada y se deben considerar puesto que están dando cargas, los efectos de cargas cíclicas deben ser tomadas en cuenta para la capacidad del suelo.

5.4.3. BASE DE CONTACTO.

La base de contacto está regida para su diseño principalmente por tres puntos.

- a) Diseñadas para las más desfavorables cargas compatibles con las condiciones del suelo y la topografía del cause marino.
- b) Diseñadas para una cierta presión de contacto y presión de la tierra en las celdas y una tensión hecha a la medida para asegurar que el lastreado será terminado antes que se desarrolle cualquier presión de contacto crítico.
- c) Diseñada para el "no contacto con el suelo marino", en esta distancia en la parte inferior de la loza y el suelo está medida - muy exactamente, cuando la base de contacto es diseñada mediante este último punto se debe preparar para alojar el menor lastre -

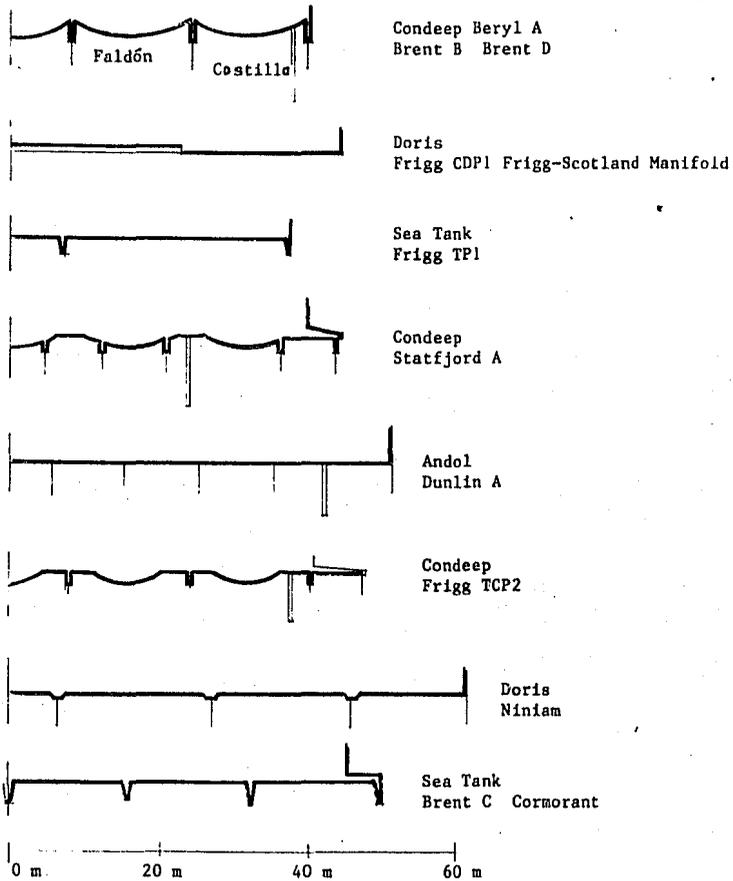


Fig. 5.4.6 BASE DE CONTACTO Y CONFIGURACION DE FALDONES PARA DIFERENTES PLATAFORMAS DE CONCRETO INSTALADAS EN EL MAR DEL NORTE.

de agua si la resistencia a la penetración del faldón es chica - comparada con el peso total de la plataforma.

5.4.4. NIVELACION DE TERRENO.

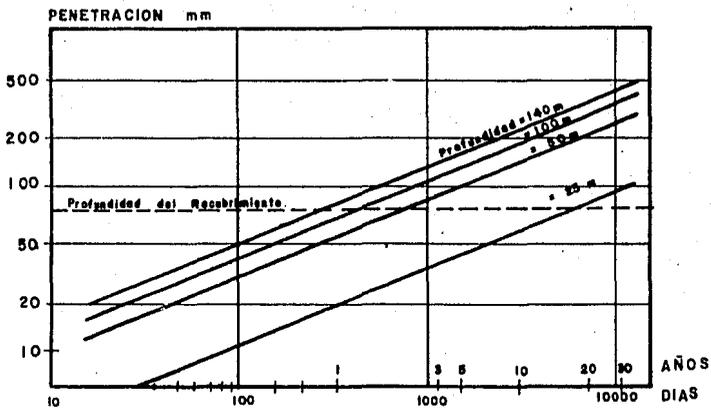
El relleno de espacio entre el suelo marino y la base de la estructura se lleva a cabo para :

- Mantener nivelada la plataforma.
- Evitar que se forme una bolsa de agua en la parte baja de la estructura.
- Evitar tensión adicional de todos los elementos estructurales.
- Evitar futuros faldones de penetración.
- Asegurar una fuerza reaccionante uniforme en la base.

El relleno es especialmente importante cuando el suelo marino es disparejo o inclinado se requiere que la base de la plataforma sea equipada con faldones de penetración los cuales dividen el área de la base en compartimentos separados, cada compartimento debe tener suficientes tubos de inyección y tubos para la expulsión del agua entrapada.

El proceso "Lechada - Relleno" tiene como referencia las instalaciones más recientes de plataformas en el mar del norte las cuales una vez que han penetrado los faldones, expulsan el agua que quedo atrapada entre la base de contacto y el suelo por medio de tubos previamente colocados en la parte inferior de la losa. Para posteriormente atravéz de los tubos de inyección hacer fluir por gravedad la lechada hasta rellenar perfectamente el espacio entre la base de la estructura y el suelo marino. La densidad de la lechada es del orden de 12 a 13 KN/M³.

Las características de la lechada a tensión y compresión no deben -- ser menores a los que soporta el suelo (28 días) para tener tensión y compresión la cual debe estar en el orden de 500 a 1500 KN/m²)



* GRAFICA N° 5 PENETRACION DE AGUA DE MAR EN EL CONCRETO
 A DIFERENTES PROFUNDIDAS MARINAS.

* GRAFF, WILLIAM J. AND CHEN WAI F.
 "BOTTOM-SUPPORTED CONCRETE PLATFORMS"

siendo preferiblemente menores al 2 %.

Su baja emisión de calor evita un gradiente elevado de temperatura - en la estructura (menor que 20°C).

Con el proceso "Lechada - Relleno", la instalación de la plataforma - concluye, quedando apta para entrar en funcionamiento.

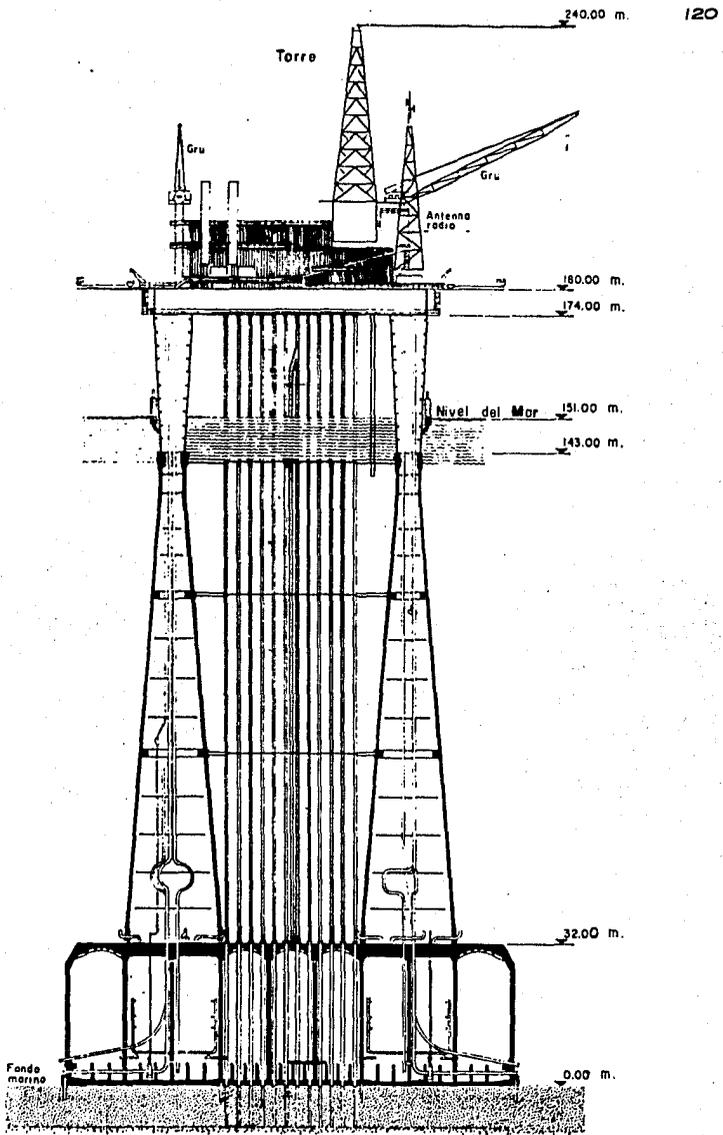


Fig. 5.5.0 PLATAFORMA PETROLERA COMPLETA
EN TODAS SUS PARTES MECANICAS
E HIDRAULICAS

CAPITULO VI

INSPECCION Y MANTENIMIENTO

La inspección y mantenimiento de las plataformas marinas de concreto es de vital importancia, pues el detectar y reparar adecuadamente cualquier deterioro de la estructura por insignificante que este parezca, representa - asegurar la retención del daño, que puede llegar a tomar índices catastróficos, así como el ahorro de los posibles gastos futuros, los cuales se incrementarían considerablemente.

La inspección y el mantenimiento inicia desde la adecuada capacitación del personal encargado de la obra y que tiene como finalidad llevar cabo la construcción de la plataforma bajo el más riguroso control de calidad al concluir la obra se requieren de inspecciones periódicas permanentes por lo que es necesario apoyarse en dispositivos previamente colocados dentro y fuera de la plataforma para observar su comportamiento bajo diferentes sollicitaciones, de este modo es posible ejecutar las reparaciones que se consideren pertinentes.

6.1.0. CONOCIMIENTOS TECNICOS.

Se requiere de inspección y comprobación que asegure el total apego a los planos y especificaciones las cuales contienen las instrucciones detalladas necesarias para obtener la calidad y servicio deseado en el producto final. La inspección y comprobación debe funcionar durante la fabricación y las fases de instalación asegurando de esta manera los requerimientos especificados.

El plan más efectivo de inspección es aquel que previene y evita la introducción de defectos durante la construcción no aquel que busca descubrirlos una vez terminada la obra.

6.1.1. PERSONAL.

El personal encargado de la inspección debe tener como cualidades -- fundamentales: el calificar con criterio, producto de la experiencia al llevar a cabo su tarea, los conocimientos generales en las áreas de tecnología del concreto, los procedimientos de inspección y los -- métodos de construcción, además debe saber donde y como buscar los -- lugares y situaciones de los cuales pueden originar defectos o fa--- llas, también deben conocer las limitaciones prácticas en cuanto a -- construcción y reparación.

6.1.2. EXAMENES.

El personal que ejecuta las inspecciones de la obra deben ser técnicos calificados que hayan aprobado un examen basado en métodos de -- inspección y tipos de construcción bajo consideraciones de un traba- jo en particular. Para estos técnicos la evaluación será continua - durante el desarrollo de su labor.

6.1.3. ACCESOS AL TRABAJO.

Solamente el personal autorizado puede y debe tener acceso a las --- áreas de construcción y habilitado de los materiales durante todo el tiempo que dure la obra, para de esta manera asegurar y controlar la

calidad de mano de obra que se requiere llevar a cabo.

6.1.4. CRITERIO DE INSPECCION.

Los planos y especificaciones deben delinear claramente:

- a) Cuales materiales y artículos fabricados deben ser inspeccionados en el futuro con exámenes destructivos y no destructivos.
- b) El criterio de aceptación y la extensión de exámenes.
- c) Los métodos que se usarán en tales inspecciones.

6.1.5. INSPECCIONES ADICIONALES.

Se requiere de inspecciones adicionales cuando se juzgue necesario, determinar el estado de los materiales y para asegurar la adecuada mano de obra.

En todo momento durante la fabricación y la instalación pueden ser empleados cualquiera o todos los métodos de examen recomendados y conocidos.

6.1.6. PROGRAMAS DE INSPECCION.

Exámenes completos junto con inspecciones y pruebas deben de estar contemplados para su ejecución en los programas de construcción y deberán de estar planeados de tal manera que no retrase en ninguna fase los exámenes de la obra y de manera especial durante la instalación final.

6.2.0. GENERALIDADES DEL CONCRETO.

El concreto estructuralmente es un material durable aunque sea sometido a condiciones ambientales totalmente adversas.

Cuando las estructuras de concreto están diseñadas y construidas con un alto grado de mano de obra y con materiales de buena calidad,

al paso del tiempo solo requieren de pequeños trabajos de reparación, sin embargo algunas veces tienen que ser llevadas a cabo reparaciones originadas por diversas razones.

Los efectos de construcción o la pobreza de materiales puede conducir al deterioro del concreto o a la corrosión del refuerzo así como también puede ser dañado con sobrecarga, impacto abrasión o fuego.

6.2.1. DAÑOS .

La estructura debe someterse a adecuadas reparaciones por cualquier insignificancia, se debe tener especial cuidado de reforzar la estructura si el peso o posición del equipo contenido es alterado o bien si la estructura es alterada en su integridad de cualquier otro modo, perjudicando su funcionamiento estructural.

Toda construcción tiene que llevarse a cabo de acuerdo con las más recientes recomendaciones en práctica.

6.3.0. RECONOCIMIENTOS.

Las estructuras deben de ser examinadas anualmente por daños o deterioros. Dando particular atención a aquellas partes de la estructura expuestas o sujetas a fatiga por cargas.

Se debe también llevar a cabo un examen más específico de ciertos puntos cada 5 años y debe contener :

- a) Inspección visual de las condiciones generales.
- b) Deterioro del concreto o agrietamiento.
- c) Condiciones y funcionamiento del sistema de protección y de corrosión en toda la estructura.
- d) Condiciones de exposición de partes metálicas (placas, fijas, risers, tuberías, etc.).
- e) Condiciones de cimentación y del sistema de protección, de explotación.

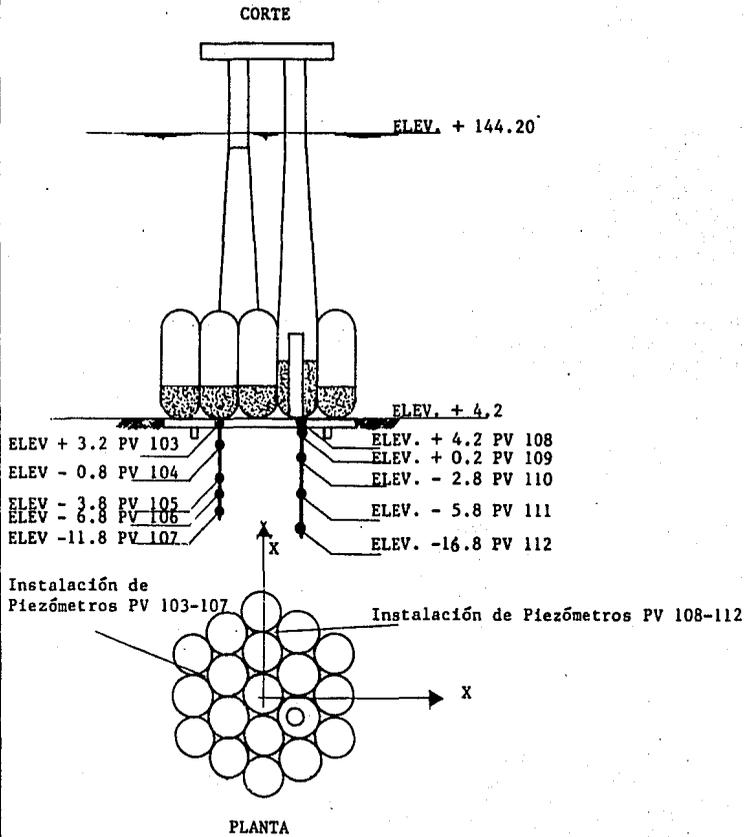


Fig. 6.3.0 SENSORES DE PRESION DE PORO

- f) Posible incremento de la altura del mar y la presencia de desecho.

6.3.1. EQUIPAMIENTO DE LA ESTRUCTURA.

La estructura debe incluir, el equipo necesario para las inspecciones periódicas así como la instrumentación adecuada que permite conocer el comportamiento de la estructura.

- a) Sensores de presión de poro.

Constan de dos cuerdas, cada una contiene 5 calibradores polirizantes de alambre. Están instalados en la parte baja de la plataforma para medir la presión de poro del agua en el suelo, los sensores están colocados a diferentes profundidades. Véase la fig. 6.3.0.

- b) Sensores de tensión en la base de contacto.

Este tipo de sensores mide los estáticos y cíclicos contactos de tensión entre la cara lateral inferior de los domos esféricos, de concreto de cada una de las celdas y el cause marino. En la fig. 6.3.1. se muestra un empalme de la instalación del cajón de ajuste.

- c) Sistema de ajuste de longitud en término vertical.

El ajuste de longitud de la plataforma está medida con respecto a un punto de referencia en el fondo de una caja vertical, 50 m. baja de la base de la estructura.

El ajuste de la estructura es determinado por un instrumento especial de calibración dentro del cajón el cual mide el cambio de la distancia entre las juntas telescópicas del cajón. La fig. 6.3.2. muestra un empalme de las instalaciones del cajón de ajuste.

- d) Sistema de desplazamiento de longitud en término horizontal.

El desplazamiento horizontal está medido con la ayuda de un inclinómetro braxial interno en el cajón de ajuste, la parte inferior del cajón se usa como punto de referencia.

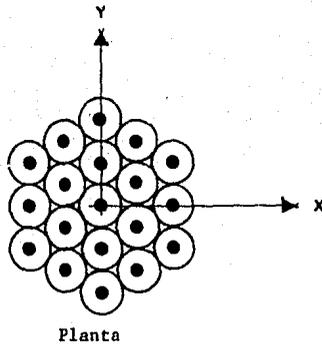
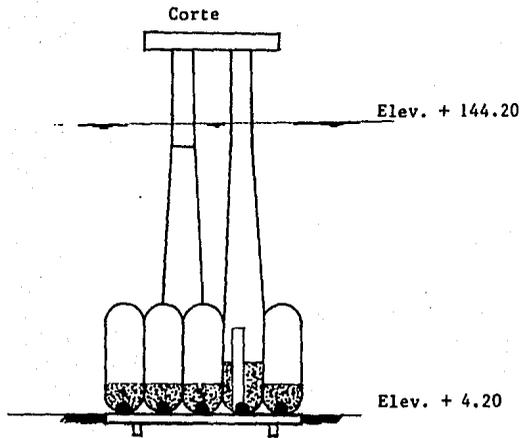


Fig. 6.3.1 SESORES DE TENSION EN LA BASE DE CONTACTO

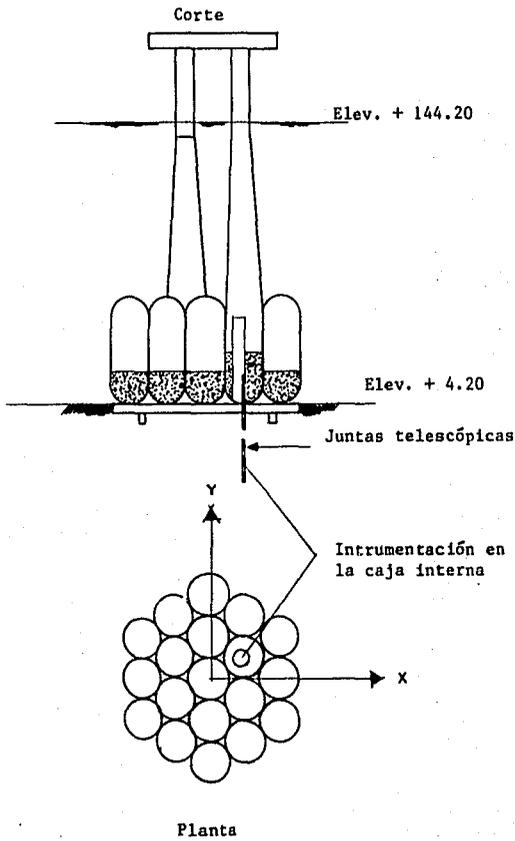


Fig. 6.3.2 SISTEMA DE AJUSTE DE LONGITUD EN TERMINO VERTICAL

Los datos están también registrados manualmente y utilizados para entrar en un programa de computadora el cual calcula el desplazamiento horizontal de la plataforma en los ejes "X" y "Y" a una determinada profundidad.

e) Acelerómetros.

Los acelerómetros están instalados en tres diferentes niveles para medir los momentos dinámicos de la cubierta, en la parte baja de la minicelda se instalan tres acelerómetros en línea y dos rotacionales, en el nivel medio se instalan dos en línea y en el nivel de cubierta se instalan dos en línea y uno rotacional.

La fig. 6.3.3. Da las especificaciones, posición y numeración de los sensores.

f) Sensores de tensión de pie en la columna.

Se colocan ocho sensores para tensión de vibración de tipo alambriado en cada una de las patas (fustes) de la plataforma.

Los sensores están soldados y reforzados con barras de acero, localizadas en los muros de los fustes y aproximadamente 5 m. sobre las juntas entre el fuste y el cajón.

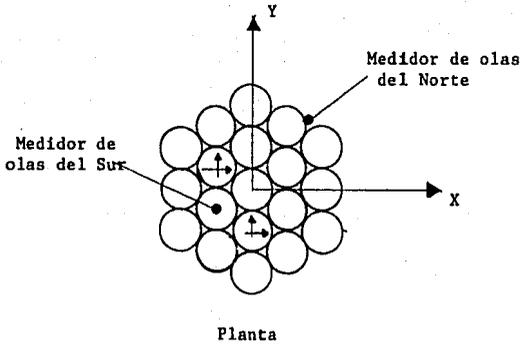
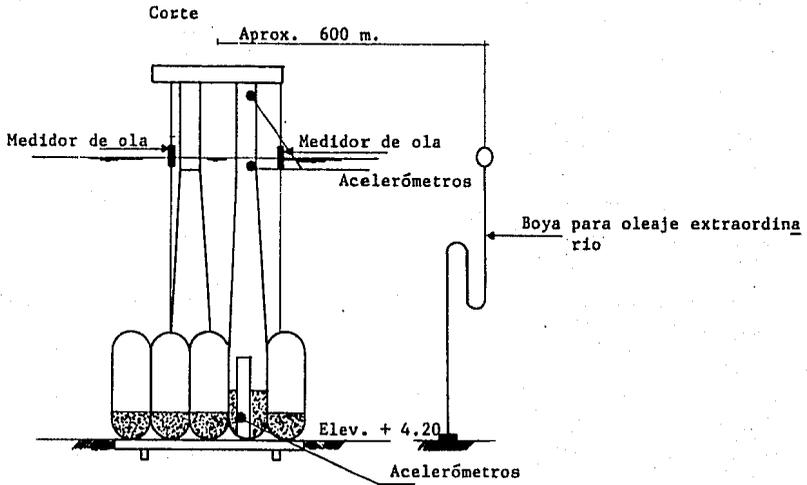
Los sensores de tensión están calibrados cerca de las fuerzas -- aplicadas por las barras de acero reforzado. En la fig. 6.3.4. se muestra la posición de los sensores.

g) Sensores de temperatura.

Los sensores de temperatura se instalan abajo de las celdas de domos, en cada celda se localizan dos sensores. Dichos sensores se encargan de medir la temperatura de los líquidos contenidos en las celdas que pueden ser petróleo o agua de mar.

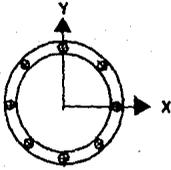
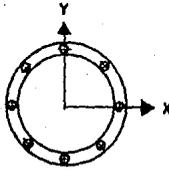
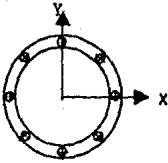
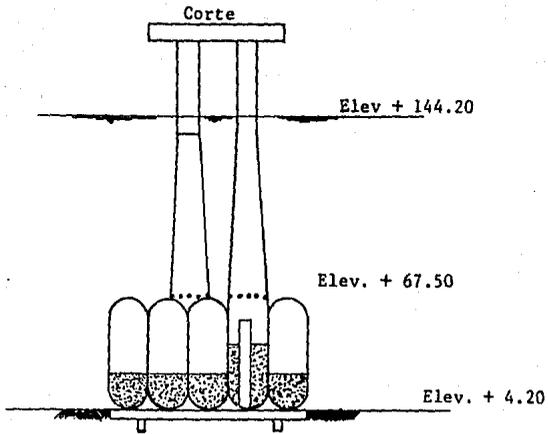
6.4.0. REPARACION DE FISURAS.

Las fisuras deben ser siempre reparadas en el momento oportuno determinando las causas de su origen es posible seleccionar el método --- apropiado de reparación. El método está en función directa de la zona en la cual ocurre la fisura.



NOTA: Los anemómetros se localizan aproximadamente a + 260.0 m.

Fig. 6.3.3 ACELEROMETROS, ANEMOMETROS, MEDIDORES DE OLA



Planta

Fig. 6.3.4 SENSORES DE TENSION

6.4.1. FISURA ANGOSTA.

Se denominan de este modo si su dimensión es menor que 0.25 mm. y no se espera un incremento inmediato. Su reparación requiere solo de ser sellada cerca del ingreso de humedad, utilizando resina epóxica de baja viscosidad o bien puede ser rellenada con repetidos capas de pintura.

En cuanto a la aplicación de resina en las fisuras se puede llevar a cabo bajo la acción de la gravedad o mediante inyección a baja presión.

6.4.2. FISURAS AMPLIAS.

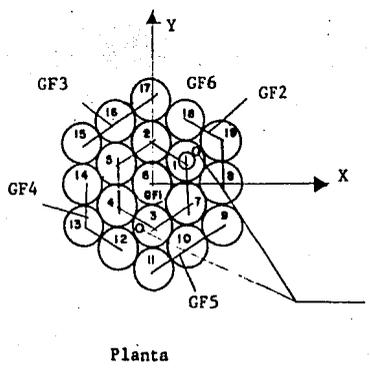
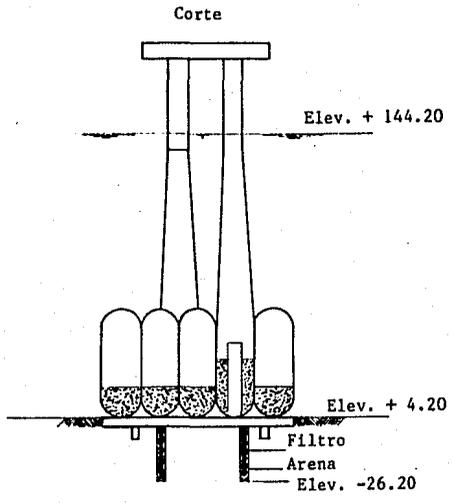
Se denominan de este modo si su dimensión es mayor que 0.20 cm. y se espera que continúe incrementándose. Se deben atajar a lo largo de la línea de falla, sellando con un material elástico semejante al caucho ó bien con la inserción de un neopreno preparado a una faja selladora de caucho betum o con la aplicación de sellante epóxico. Pudiendo hechar mano de otras alternativas un poco más elaboradas pero tan efectivas como las descritas anteriormente, tales como :

- a) Cubrir con una faja flexible que pueda estar fija a la superficie del concreto.
- b) Inyectar una epóxica especialmente formulada para trabajar en condiciones de humedad la presión de la inyección de epóxicas debe guardarse lo suficientemente baja para evitar fracturas, hidráulicas, esto es la extinción de la fisura.

6.4.3. RESINAS .

Las resinas utilizadas para la reparación de fisuras deben ser resistentes a cualquier tipo de humedad o mojado total sin perder su eficiencia.

La formulación apropiada para aplicaciones particulares (es decir - humedad del concreto, bajas temperaturas etc.) así como las instruc



GRUPO DE FALDON	CELDA No.
GF1	6
GF2	8,18,19
GF3	15,16,17
GF4	12,13,14
GF5	9,10,11
GF6	1,2,3,4,5,7

Fig. 6.3.5 SISTEMA DE ANTE-LIQUEFACCION

ciones de fabricación deben ser seguidas estrictamente.

Epoxicas y resinas de poliéster deben generalmente ser fundidas para ser más aceptable la reparación de las estructuras.

6.5.0. RESULTADOS DE INSPECCIONES LLEVADAS A CABO.

La experiencia operacional de las plataformas de concreto es de alrededor de los 8 años, tiempo durante el cual se ha observado su comportamiento y funcionamiento, por medio de inspecciones anuales, en general estos programas de inspección para las plataformas marinas son muy similares, siendo las siguientes áreas las más susceptibles de sufrir daños.

- Zona de nivel medio del mar (splash).
- Areas de concentración de esfuerzos.
- Base de las columnas.
- Juntas de construcción.
- Suelo marino cercano a la plataforma.
- Placas de acero fijas a la plataforma.
- Losa de cubierta del cajón de flotación.

Hasta el momento los resultados de las inspecciones han mostrado que no se requiere de ninguna reparación estructural, ni se han observado signos indeseables de la durabilidad o corrosión del refuerzo, -- confirmando con ésto que cuando las estructuras marinas de concreto están apropiadamente diseñadas y construidas no presentan problemas.

Durante la operación de las plataformas se tiran una gran cantidad de desechos, y algunas veces se han dejado caer herramientas pesadas desde lo alto de la plataforma golpeando la losa del cajón de flotación, ocasionando con ésto pequeños daños, que han sido reparados.

La posibilidad de que se tenga erosión alrededor de la base de la -- plataforma han sido causas de discusión en el diseño, debido a ésta algunas plataformas han sido protegidas colocando grava alrededor de

su base, actualmente las observaciones han indicado que la erosión - alrededor de la base no presenta ningun problema en las profundidades de más de 120 m. y por lo que respecta a los asentamientos éstos han sido generalmente los esperados de 2 a 25 cms. dentro de un tiempo aprox. de 9 a 10 meses, estos periodos son en todos los casos más cortos que el pronosticado, los asentamientos secundarios son más o menos constantes de 0.3 a 1.3 cm. por cada año.

6.5.1. INVESTIGACIONES RECIENTES EN LA CORROSION DEL REFUERZO.

Una considerable parte del refuerzo que se coloca en una plataforma de concreto es para limitar la superficie de agrietamiento, que es considerada como el mayor causante de la corrosión, en algunos países como Alemania, Inglaterra y Noruega han hecho considerables esfuerzos para obtener una correspondencia entre las grietas y corrosión.

Las conclusiones preliminares de estos estudios relacionados a concretos totalmente sumergidos, puede resumirse en lo siguiente :

- La corrosión requiere de la penetración de cloruro en el refuerzo dependiendo del recubrimiento y de la calidad del concreto -- éste requiere de 3 a 15 meses para iniciar el proceso, pero si la grieta es muy grande el tiempo se acorta considerablemente.
- El producto de la corrosión por ejemplo los compuestos de magnesio y calcio del concreto se depositan en la grieta e impiden el proceso de la corrosión.
- La proporción de la corrosión decrece, después de uno o dos años, llegando a detenerse.
- La cantidad de corrosión es independiente del ancho de la grieta, al menos si la carga es estática y el ancho de la grieta es menor de 0.5 - 1.0 mm.

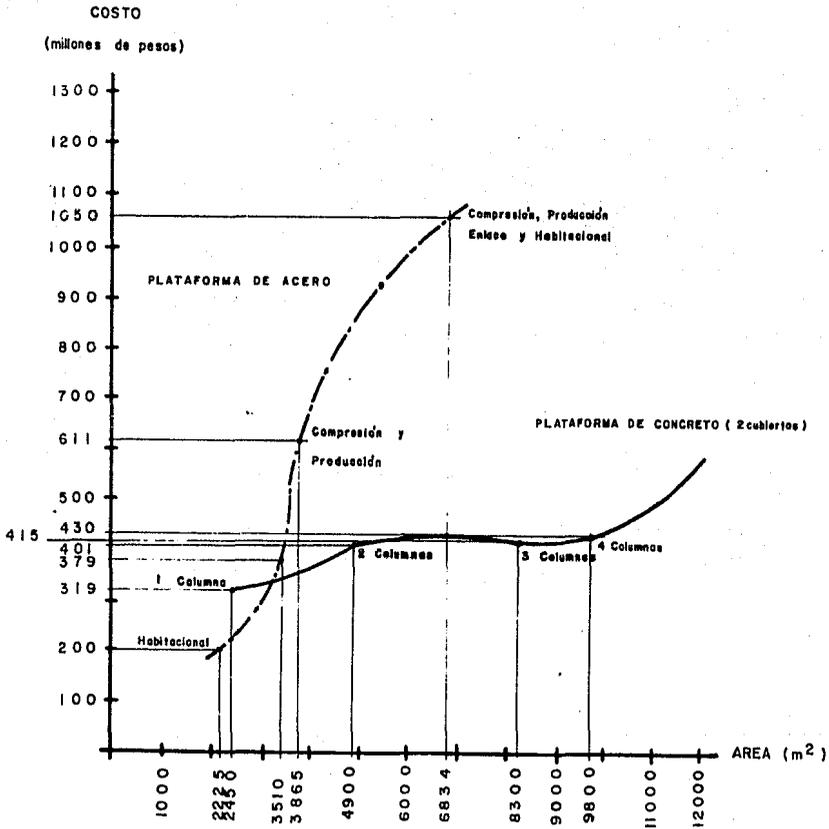
Los resultados antes mencionados fueron obtenidos por investigaciones técnicas y prácticas llevadas a cabo en los 3 países citados anteriormente.

6.5.2. CONCLUSIONES .

Las inspecciones de once plataformas en servicio, las que representan una vida acumulada de 65 años, reportan que la condición general de las plataformas es excelente y si no se consideran los daños accidentales, puede decirse que no se han observado deterioros en ellas.

Investigaciones recientes indican que los criterios de diseño en relación a los efectos de cargas son aceptables, todos los elementos principales son diseñados bajo cargas de servicio o son precargadas temporalmente durante la construcción e instalación a niveles tan altos que nunca lo experimentarían durante la operación, lo que resulta en una resistencia de reserva.

Por estas razones es probable que en el futuro el número de inspecciones de estructuras, de concreto en servicio sean reducidos, el mantenimiento sea innecesario y que las reparaciones sean restringidas a daños accidentales.



* GRAFICA N° 6 COSTO - AREA

*ESTUDIO REALIZADO POR EL IMP. (INSTITUTO MEXICANO DEL PETROLEO).

****TABLA N°3**

**COSTO TOTAL ESTIMADO PARA PLATAFORMAS DE ACERO Y CONCRETO
NO INCLUYE COSTO DE CUBIERTAS (ENERO 1982)**

PLATAFORMAS	AREA DISPONIBLE (M2)	NO. DE NIVELES	VOLUMEN DE CONCRETO (M3)	Fy = 4200 Kg/CM2 \$18000/TON.	Fy = 25000 Kg/CM2 \$ 4000/TON.	ASTM A-36 API 5L GRB \$25000/TON.	ASTM A-572 GR 50 API 5L XGR X42 \$4000/TON.	COSTO (\$M.N.)	COSTO UNITARIO (\$M.N./M2)
HABITACIONAL ACERO	2225	4	----			1237	413	200,000,000	90,000
CONCRETO (1 COL.)	2450	4	11155	1157.8	256.6			319,057,000	130,000
PRODUCCION Y COMPRESION ACERO	3885	2 P 3 C	----			3820	1237	611,160,000	157,000
CONCRETO (2 COL.)	4900	2	14030	1456.3	322.7			401,288,000	82,000
PRODUCCION COMPRESION ACERO	6834	2 P 3 C 2 E 4 H	----			6613	2204	1,058,076,000	154,000
ENLACE Y HABITACIONAL CONCRETO (3 COL.)	8300	2	14540	1509.2	334.4			415,845,000	50,000
(4 COL.)	9800	2	15040	1562.2	346.2			430,401,000	43,000

* NECESARIAMENTE DE IMPORTACION

** ESTUDIO REALIZADO POR EL IMP (Instituto Mexicano del Petróleo)

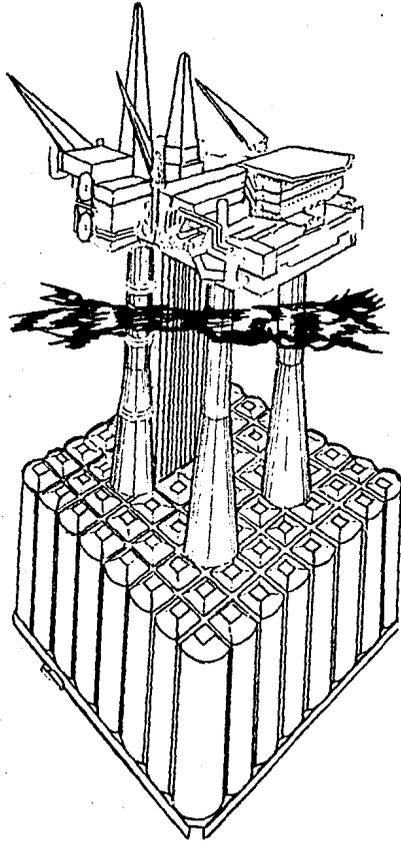


Fig. 6.6.0

PERSPECTIVA DE LA PLATAFORMA
PETROLERA CORMORANT "A", EN
EL MAR DEL NORTE

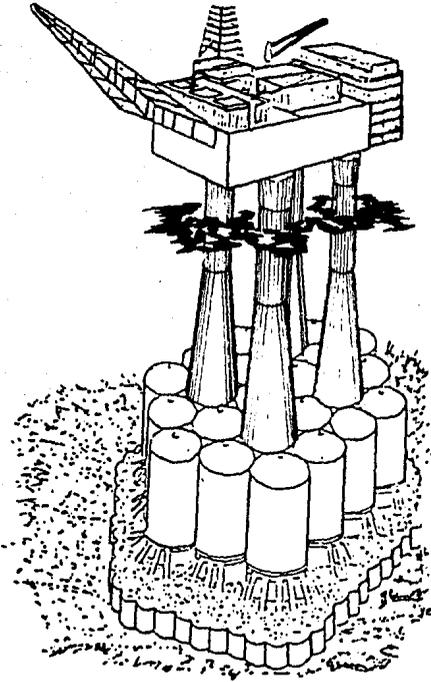


Fig. 6.6.1

PERSPECTIVA DE LA PLATAFORMA
PETROLERA STATFJORD "B", EN
EL MAR DEL NORTE

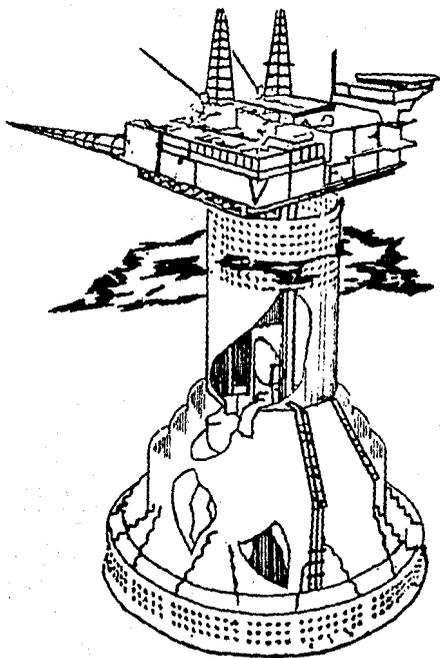


Fig. 6.6.2 PERSPECTIVA DE LA PLATAFORMA
PETROLERA "NINIAM", EN EL
MAR DEL NORTE

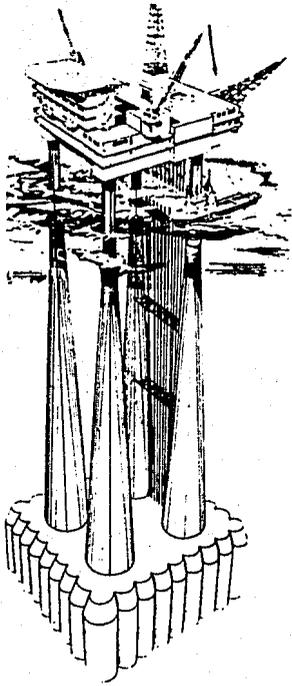


Fig. 6.6.3

PERSPECTIVA DE LA PLATA-
FORMA PETROLERA "DUNLIN"
EN EL MAR DEL NORTE

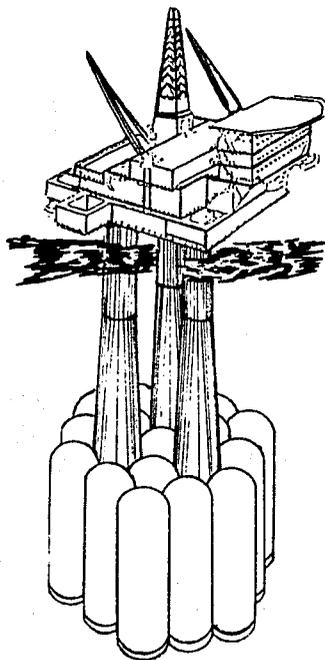


Fig. 6.6.4 PERSPECTIVA DE LA PLATA-
FORMA PETROLERA BRENT "L",
EN EL MAR DEL NORTE

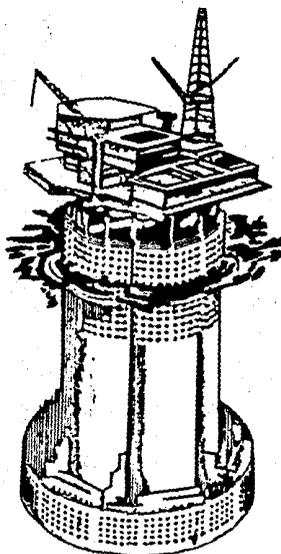


Fig. 6.6.5 PERSPECTIVA DE LA PLATAFORMA
PETROLERA FRIGG "CDP1", EN
EL MAR DEL NORTE

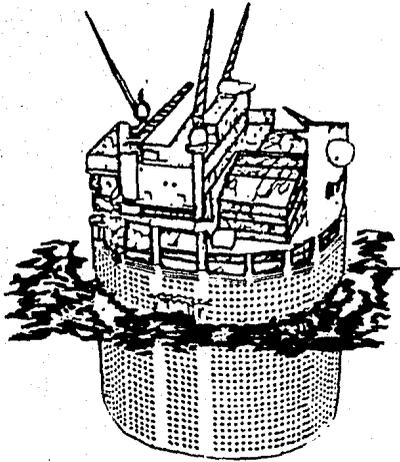


Fig. 6.6.6

PERSPECTIVA DEL TANQUE
"EKOFISK", EN EL MAR
DEL NORTE

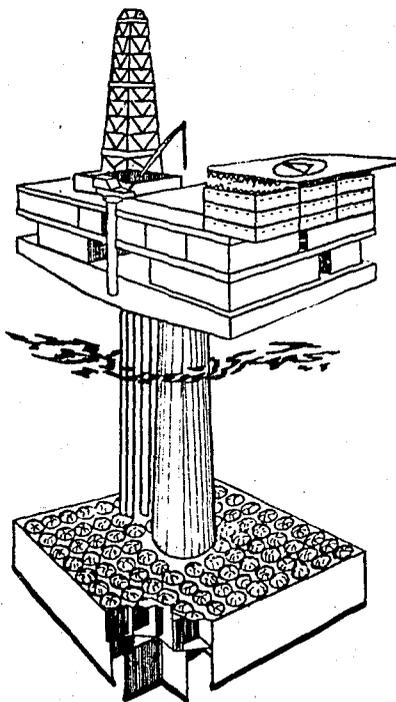


Fig. 6.6.7

PERSPECTIVA DE LA PLATAFORMA
A CONSTRUIRSE EN LA BAHIA DE
CAMPECHE, MEXICO.

CONCLUSIONES

La localización y el aprovechamiento de los yacimientos petroleros en el mar, requieren de un esfuerzo científico y técnico mucho mayor que el exigido por los localizados en tierra firme.

Tratando de responder ha estas necesidades, el diseño de las estructuras marinas presenta un estado de cambio y desarrollo continuo, el cual puede apreciarse en las actuales plataformas marinas de concreto. Representantes hoy en día de la mejor alternativa solución para la explotación petrolera en aguas profundas. El aprovechamiento de los recursos materiales existentes en el lugar de construcción, la capacidad de almacenaje, la resistencia a daños, la profundidad de desplante, la utilización múltiple y el mantenimiento mínimo son algunos puntos de comparación que denotan adelanto con respecto a las tradicionales plataformas de acero.

Para llevar a cabo la construcción de una plataforma de concreto se requieren estudios previos de: factibilidad técnica y económica encaminados a conocer con certidumbre la existencia del material, la mano de obra capacitada y su rentabilidad. En este último punto es posible hacer un análisis ---

comparativo con una o varias columnas y diferentes áreas útiles en "cubierta" (Deck), con el objeto de optimizar dicha área útil, lo cual a su vez está ligado en buena medida a la rentabilidad.

Dentro del análisis estructural es determinante la correcta evaluación de las fuerzas originadas por las diferentes condiciones ambientales, pues - para diseñar se utiliza la condición más desfavorable, pudiendo ser en la mayoría de los casos el oleaje en combinación con las corrientes el que gobierna el diseño, más sin embargo en algunas ocasiones la alta acción sísmica -- (condición dominante para el diseño en México) produce fuerzas y momentos mucho mayores que los originados por la acción simultánea del oleaje y la -- corriente. Siendo esta acción la que finalmente rija el diseño estructural.

De cualquier modo, la adecuada obtención de las fuerzas inducidas por - las diferentes condiciones ambientales asegura el buen funcionamiento estructural de la plataforma.

Una vez obtenida la fuerza más desfavorable así como la posición y peso del equipo se diseña la plataforma, tomando como referencia los códigos correspondientes. Que entre otras cosas, consideran factores altos para incrementar las cargas, proporcionando de tal manera suficiente margen de seguridad.

En la obra civil. Desde el cajón de cimentación hasta las columnas es imprescindible la utilización del concreto reforzado, debido a la altura que alcanza la plataforma (facilidad de manejo) y la necesidad de ligereza para su transportación.

El dique seco juega un papel importante para llevar a cabo la construcción de la plataforma, teniendo semejanza en magnitud ambas obras.

Dentro del dique serán construidas varias plataformas por lo que la adecuada selección del sitio del mismo implica la pronta recuperación del costo de éste (se considera que puede amortizarse con la construcción de cinco plataformas aproximadamente).

Por lo que respecta a la instalación de la plataforma. Las partes más-relevantes están dadas por la flotación y la estabilidad de flotación de la estructura. Puestas a prueba principalmente en mar abierto cuando las condi ciones ambientales generarán fuerzas que pudieran llegar a poner en peligro la estabilidad de la plataforma. Situación prácticamente imposible de suceder, puesto que el área de contacto es muy grande en relación con el peso total - de la estructura.

La inmersión final se lleva a cabo através del lastrado continuo y controlado, detenido un poco antes que la plataforma toque el suelo. La lechada que nivela el terreno permite un contacto uniforme entre la plataforma y el suelo, evitando tensiones adicionales de todos los elementos estructura-- les.

La inspección y el mantenimiento se deben llevar a cabo desde el momen- to mismo en el que se está construyendo la plataforma, pues si en esta fase se obtiene un perfecto control de calidad se asegura casi en su totalidad el buen funcionamiento de la estructura durante su vida útil. Continuando los trabajos en forma permanente por medio de los dispositivos colocados dentro de la plataforma, ya que éstos permiten detectar oportunamente cualquier --- anormalidad estructural o ambiental que puedan causar daños significativos.

Debido a las ventajas que presentan este tipo de plataformas. En nues- tro país (el cual basa su desarrollo económico principalmente en la explota- ción del petróleo) se están llevando actualmente estudios de factibilidad - para la construcción de una plataforma de concreto. Tomando como referencia la experiencia obtenida en obras tales como: muelles, escolleras, tablaestas- cas, rompeolas y terminales marítimas. Que aunque son estructuras que no re- presentan el mismo problema estructural de las plataformas de concreto, si - indican la posibilidad de contar con el personal adecuado para su construc- ción así como de los insumos necesarios.

De esta manera se espera que en un lapso corto de tiempo, México cuente con una estructura de este tipo y posteriormente sea capaz de asesorar técni- camente en este renglón a los países latinoamericanos con recursos petrole-- ros.

Al presentar en este trabajo información actualizada que describe la --
secuencia constructiva de una plataforma marina de concreto. Espero por con
siguiente poder animar a otros a realizar estudios con profundidad en el te-
ma así como el compilar objetivamente la continua actualización de los con-
ceptos estructurales referidos a plataformas marinas.

BIBLIOGRAFIA

1. AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. " Guide for the Desing and Construcción of Fixed Offshore Concrete Structures ", ACI Journal December 1978.
2. AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. " Recommended Practice for Planning, - Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms ", January 1980.
3. C.G. DORIS. " Concrete Gravity Platform for 130-m Water Depths, -- February 1982.
4. CHARTERS FAULDS, ERIC. " Structural Inspección and Maintenance in a North Sea Enviroment", Oct. 4360 1982.
5. F.I.P. " State of the Art Report: Fundations of Concrete Gravity -- structures in the North Sea ", Cement and Concrete Association, --- wexham Springas 1979.

6. FJELD, SVEIN AND ROLAND B. " In Service Experiences with Eleven -- Offshore Concrete Structures ", Proc. Offshore technology Conference, Oct. 4354 1982.
7. FJELD, SVEIN. " Concrete structures Advanced Aspects of Offshore - Engineering ", Det norske Veritas, March 1979.
8. FJELD, SVEIN. " Concrete structures Advanced Aspects of Offshore - Engeneering technical ", University Aachen Netherlands 1979.
9. FURNES, OLAV. " Concrete and Other Alternative Platform Designs ", Det norske Veritas, SPE March 1982.
10. GEE, A.F. MAHFOUZ, G. " North Sea Experiencie in the Design and -- Construcción of Deepwater Fixed Production Platforms in steel and - Concrete ", Osea Conference Februery 18 1979.
11. GRAFF, WILLIAM J. AND CHEN, WAI F. " Bottom-Supported Concrete --- Platforms : Overview ", ASCE June 1981.
12. INDUSTRIA ITALIANA DEL CEMENTO. " Piataforma Petrolifera in Cemento Armato Precompresso a Dunlin nel Mare del Norte ". Gennaia 1977.
13. L. BJERRUM. " Geotechnical Problems Involved in Foundation of structu res in the North Sea ", Geotechnique Vo. 33, No 3. 1973.
14. LOPEZ RIOS, JORGE. Y RUSTRIAN SOSA, JORGE. " Plataformas de Concreto " Conferencia Febrero 14, 1985.

6. FJELD, SVEIN AND ROLAND B. " In Service Experiences with Eleven -- Offshore Concrete Structures ", Proc. Offshore technology Conference, Oct. 4354 1982.
7. FJELD, SVEIN. " Concrete structures Advanced Aspects of Offshore - Engineering ", Det norske Veritas, March 1979.
8. FJELD, SVEIN. " Concrete structures Advanced Aspects of Offshore - Engineering technical ", University Aachen Netherlands 1979.
9. FURNES, OLAV. " Concrete and Other Alternative Platform Designs ", Det norske Veritas, SPE March 1982.
10. GEE, A.F. MAHFOUZ, G. " North Sea Experiencie in the Design and -- Construcción of Deepwater Fixed Production Platforms in steel and - Concrete ", Osea Conference February 18 1979.
11. GRAFF, WILLIAM J. AND CHEN, WAI F. " Bottom-Supported Concrete --- Platforms : Overview ", ASCE June 1981.
12. INDUSTRIA ITALIANA DEL CEMENTO. " Piataforma Petrolifera in Cemento Armato Precompresso a Dunlin nel Mare del Norte ". Gennaia 1977.
13. L. BJERRUM. " Geotechnical Problems Involved in Foundation of structu res in the North Sea ", Geotechnique Vo. 33, No 3. 1973.
14. LOPEZ RIOS, JORGE. Y RUSTRIAN SOSA, JORGE. " Plataformas de Concreto " Conferencia Febrero 14, 1985.

15. LOSE, B. BICALHO, M.A. " Construcción de Concreto Offshore Platforms in Brazil ", Offshore Brazil, 1979.
16. MARCIAL MARTINEZ, FERNANDO. " Comportamiento Estructural del Concreto en las Plataformas Marinas de Concreto " Instituto Mexicano del - Petróleo 1982.
17. MARCIAL MARTINEZ, FERNANDO. " Dynamic Seismic Análisis de an Offsho re Concreto Gravity Platform ", Bulletin of Iisee, Vol. 20 1983.
18. OYSTEIN, VANNESLAND. AND ODD, E. GJORV. " Effect of Cracks in -- Submerged Concrete Sea Structures on Steel Corrosión ", National -- Association of Corrosión Engineers 1981.
19. PEMEX. " Composite Offshore Platforms ", March 1979.
20. PEMEX. " El Petróleo ". 1985.
21. PEYRINNET, JEAN PAUL. TRINH, J. KAVIRCHINE, M. AND SEGUIN, M. " Expe rimental Study on the Behavior of Concrete Structural Elements in Na- tural Sea Water ". Oct. 3012. 1977.
22. PLATFORM INSTRUMENTATION CONSULTANTES PI - GROUP. Central Institute - for Industrial Research, Chr. Michelsen's Institute, Det norke Veri-- tas, Norwegian Geotechnical Institute. " Shell BRENT B Platform --- Instrumentación Proyect ", Final Report Load/Response Sistem. Report No. 78-306 Oslo, November 10, 1978.

23. ROREN, E. MQ. AND FOSS, I.J. " Design and Certificacion of Production and Storage Platforms in steel and Concrete ", Det norske Veritas, --- Division for Marine technology 1978.

24. STEPHEN, A. MAHIN, U. OF CALIFORNIA ; AND EFICHI MATSUNAGA, MITSUI --- ENGINEERING AND SHIPBUILDING CO. LTD. " Analisis de Reinforced and -- Pretressed Concrete LNG Offshore Structures ", Offshore Technology -- Conference Oct. 3843 1980.

25. UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO. " Ingeniería ", Organo Ofi-- cial de la Facultad de Ingeniería No. 2 1979.

26. DR. L.C. ZALESKI-ZAMENHOF. " G Design Criterio Codes and Specifica--- tions ", C.G. Doris Technical Seminars at IMP, México, August 1985.