

**UNIVERSIDAD
NACIONAL
AUTÓNOMA
DE MÉXICO**



**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGÓN**

**"EVALUACION ESTRUCTURAL DE UNA
PLATAFORMA MARINA TIPO FIJA"**

T É S I S

Que para obtener el Título de:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA

ADÁN ÁVILA MELCHOR

ASESORES DE TESIS:

ING. KARLA I. GUTIERREZ VAZQUEZ (U. N. A. M.)

ING. FRANCISCO VARGAS RODRIGUEZ (I. M. P.)



Universidad Nacional
Autónoma de México



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 esta 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

ADAN AVILA MELCHOR
Presente

Con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobado su tema de tesis y asesor.

TÍTULO:

"EVALUACIÓN ESTRUCTURAL DE UNA PLATAFORMA MARINA TIPO FIJA"

ASESOR: Ing. KARLA IVONNE GUTIÉRREZ VÁZQUEZ

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"

San Juan de Aragón, México, 24 de marzo de 2003

LA DIRECTORA

ARQ. LILIA TURCOTT GONZÁLEZ



C p Secretaría Académica
C p Jefatura de Carrera de Ingeniería Civil
C p Asesor de Tesis

LTG/AIR/IIa

*A Dios gracias por
permitirme cumplir con esta
meta.*

*A mis padres: Por que
gracias a su esfuerzo y
apoyo incondicional en los
momentos de duda, me es
posible ofrecerles hoy este
trabajo.*

*Araceli: Para ti hermana,
que desde pequeño viste por
mi como una madre, y que
has sido partcipe de mis
logros... te dedico este tan
anhelado.*

*A todos mis hermanos por
su apoyo tan atinado en los
momentos difíciles.*

*Miguel Ángel: Para ti hijo,
que eres mi principal fuente
de superación... te amo
bebé.*

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad por abrirme las puertas desde adolescente.

A mis profesores de la carrera por su destacada labor en mi formación profesional.

Al Instituto Mexicano del Petróleo por darme la oportunidad y el apoyo necesario para realizar este trabajo.

A la Ing. Karla I. Gutiérrez V. y al Ing. Francisco Vargas R. por su apoyo como asesores de tesis.

A los ingenieros del I. M. P.: Enrique Marcial M., Marcelino López C., Mario García T. y Jorge Vega P. por su apoyo durante la realización de éste trabajo



ÍNDICE.

INTRODUCCIÓN.....	6
I. CONCEPTOS GENERALES.....	8
II. ANÁLISIS ANIVEL DE DISEÑO.....	20
III. ANÁLISIS DE RESISTENCIA ÚLTIMA.....	87
IV. INGENIERÍA DE REFORZAMIENTO.....	111
V. RESULTADOS Y RECOMENDACIONES.....	116
CONCLUSIÓN.....	119
GLOSARIO.....	121
ANEXO 1: CONCEPTOS GENERALES ANÁLISIS Y DISEÑO....	126
BIBLIOGRAFIA.....	146
REFERENCIAS.....	147



INTRODUCCION.

Desde hace años la explotación de hidrocarburos ha sido la base de la economía del País. Durante los últimos años la demanda mundial del petróleo y sus derivados se ha incrementado exponencialmente, lo que ha ocasionado que el hombre busque la forma de desarrollar técnicas y procedimientos adecuados que le permitan el acceso a las zonas cuya potencialidad productiva es grande y su localización no está en tierra firme sino costa afuera. En la década de los 70's se descubrió que en ciertas partes del Golfo de México se encontraban importantes yacimientos de hidrocarburos, de ahí que surgiera la necesidad de replantear los sistemas de explotación de hidrocarburos empleados hasta entonces en el País, de tal manera que fuera una opción segura y económica.

Gracias a las características predominantes de la zona (tirante, condiciones meteorológicas, etc.) la opción más viable fue optar por las plataformas de acero tipo "Jacket ", este tipo de plataforma se compone principalmente de superestructura, subestructura y cimentación (pilotes), y tiene como principal característica que son fijas, pero no están asentadas sobre el fondo marino, sino que son sostenidas por medio de pilotes que asientan sobre un estrato resistente a grandes profundidades del lecho marino, es decir estos tres componentes principales solo se unen en un punto denominado "punto de trabajo" y que prácticamente la subestructura esta colgada de los pilotes, y su función principal es proporcionar estabilidad a los pilotes a nivel de las plantas de arriostamiento.

El objetivo que se persigue en el diseño, evolución e inspección de plataformas marinas, al igual que en cualquier otra estructura, es lograr que en las condiciones normales de operación, el funcionamiento no se vea afectado por un comportamiento estructural inadecuado (deflexiones o vibraciones excesivas, daños locales, daños mecánicos, etc.), y que además, se tenga una seguridad apropiada contra la falla, aún ante situaciones excepcionales de sollicitación. El grado de seguridad que debe buscarse contra cada tipo de falla depende de las consecuencias de la misma y del costo que implica incrementar la resistencia de la estructura. Se trata por tanto de un problema de optimización en el que deben balancearse la seguridad y la economía.

Muchos de los componentes estructurales en servicio están sujetos a historias de carga que varían en el tiempo en forma cíclica, además de estar expuestos constantemente a sufrir daños especialmente cuando se encuentran inmersos en ambientes agresivos, esto provoca un deterioro de sus propiedades mecánicas. Para evitar que la acumulación de estos daños ponga en riesgo al personal operario y/o equipos instalados ante una probable la falla de la estructura, se implementa un programa de inspección y mantenimiento gracias al cual es posible monitorear y mantener en condiciones de operación dichas estructuras. Cuando este programa reporta que la estructura cumplió con su vida útil, daños de consideración, o un cambio en las sollicitaciones de diseño (adición de equipo) se hace necesario analizar dicha estructura con los incrementos de carga o decremento de la resistencia según corresponda, para evaluar su comportamiento y de esta manera determinar su integridad.



Por lo antes mencionado, se hace necesario recurrir a procedimientos de análisis y diseño altamente refinados; junto con la necesidad de realizar un gran número de combinaciones de condiciones de carga para evaluar diversas alternativas de diseño, lo anterior implica necesariamente el empleo de computadoras para realizar gran parte de las operaciones de análisis y diseño.

El extraordinario auxilio de las computadoras permite liberar al diseñador de la necesidad de ejecución de cálculos tediosos y repetitivos, para dedicar su atención a los problemas fundamentales que requieren de experiencia y buen juicio ingenieril.

En consecuencia este trabajo se desarrolla debido a que la plataforma tiene 25 años de haber sido instalada y a que en los últimos reportes de inspección se encontraron cambios en su estructuración original lo cual pone de entredicho su integridad.

En un principio hablaremos someramente de los conceptos básicos, desde la gráfica esfuerzo deformación, hasta los diferentes métodos de análisis y filosofías de diseño estructural. Hablaremos también de la clasificación de las plataformas marinas, tomando a detalle solo las fijas de acero (Capítulo 1).

Recopilaremos la información de diseño y estableceremos las bases de análisis. Mediante el empleo del programa de computadora para análisis de estructuras costa afuera "SACS" (Ref. 6) determinaremos elásticamente el comportamiento estructural de la plataforma en condiciones de tormenta (Capítulo 2).

Definiremos las bases para el análisis de Resistencia Última, retomaremos el modelo estructural del análisis elástico y lo ajustaremos a los requerimientos correspondientes, mediante un análisis plástico determinaremos el comportamiento global de la estructura y obtendremos el factor de reserva de resistencia (R. S. R.), y verificaremos si cumple con la normatividad.

Solo si la plataforma presenta un comportamiento inadecuado, es decir que no alcanza el R. S. R. mínimo recomendado, se desarrollará a detalle la ingeniería de reforzamiento (Capítulo 4)

Finalmente analizaremos los resultados de los análisis y emitiremos las recomendaciones correspondientes (Capítulo 5).



1. CONCEPTOS GENERALES.

1.1. PLATAFORMAS MARINAS

1.1.1. ANTECEDENTES

La necesidad de satisfacer la creciente demanda de hidrocarburos, ha orientado al hombre a incursionar en la búsqueda y explotación de yacimientos subyacentes al fondo marino.

Las plataformas marinas petroleras hacen posible la exploración, la perforación y la explotación de los grandes yacimientos marinos de hidrocarburos, localizados en el área del Golfo de México. (Ver Fig. 1.1) De esta área petrolífera, una de las más pródigas del mundo, se obtienen alrededor de 2 millones 100 mil barriles de petróleo al día, producción que representa el 72% de la extracción total del país. Aquí también se producen cerca de 1,600 millones de pies cúbicos de gas diariamente, que representan el 35% de la producción total mexicana.

Durante el año de 1975 se llevo a cabo la perforación del primer pozo exploratorio, terminándose al año siguiente. Al resultar productor este pozo abrió la expectativa de lo que posteriormente se confirmó: la existencia de varios campos productores de aceite y gas en el Golfo de México.

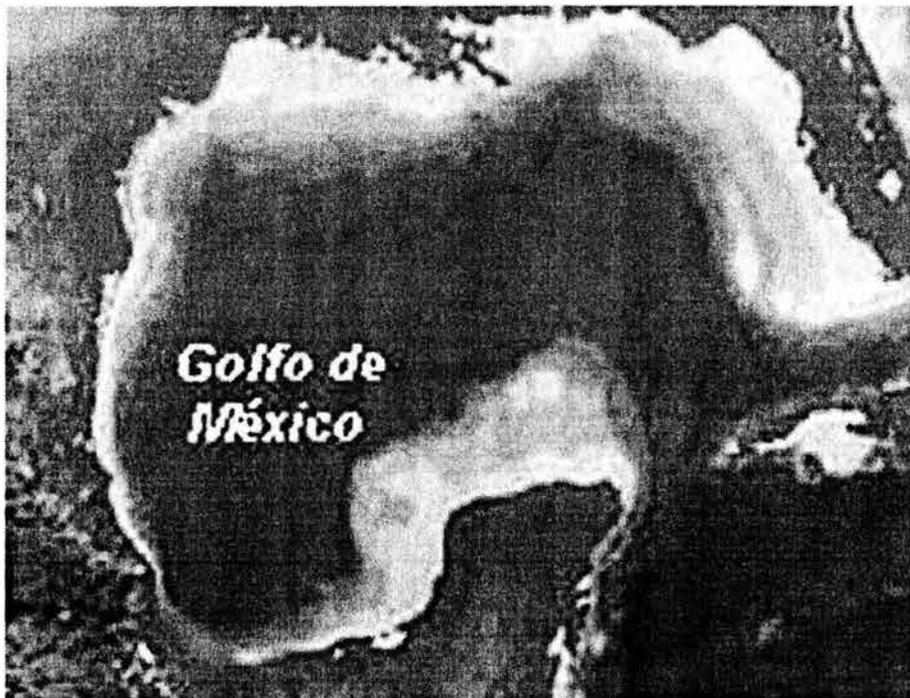


Fig. 1.1. Localización de Plataformas Marinas (Golfo de México).



1.1.2. DEFINICIÓN

Las plataformas marinas fijas de acero son estructuras que soportan intrincadas instalaciones industriales, se identifican de acuerdo a la función que desempeñan y se componen de una superestructura, subestructura y cimentación.

Un Complejo de Producción es un conjunto de plataformas interconectadas por puentes (Fig. 1.2).

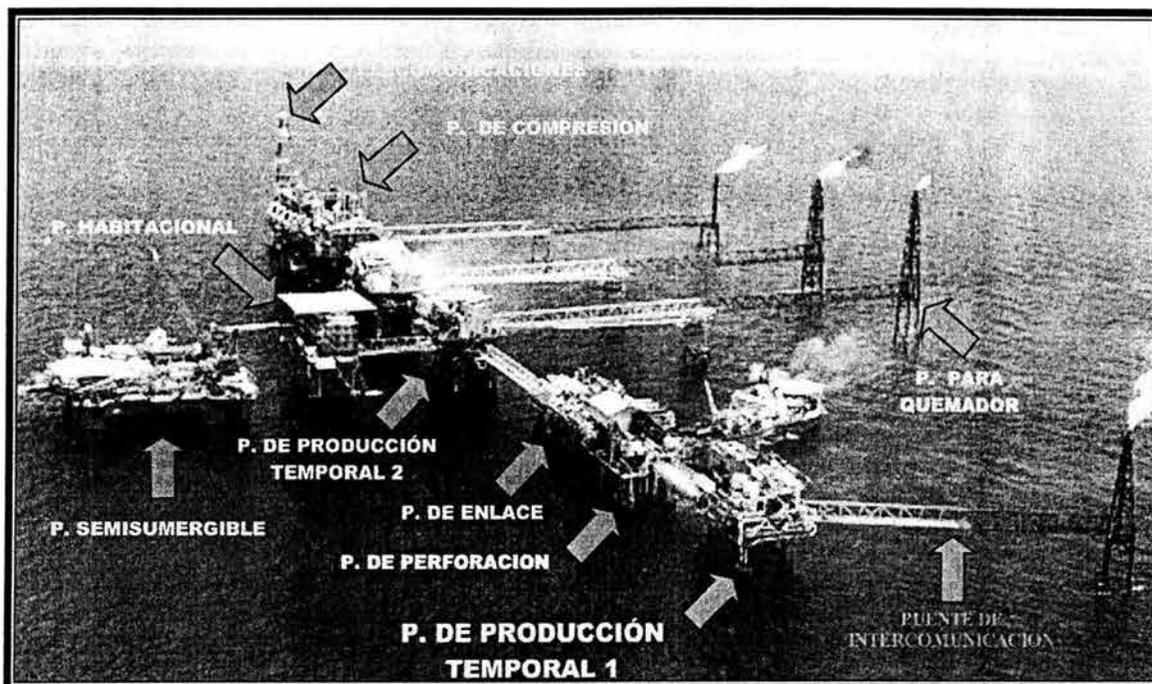


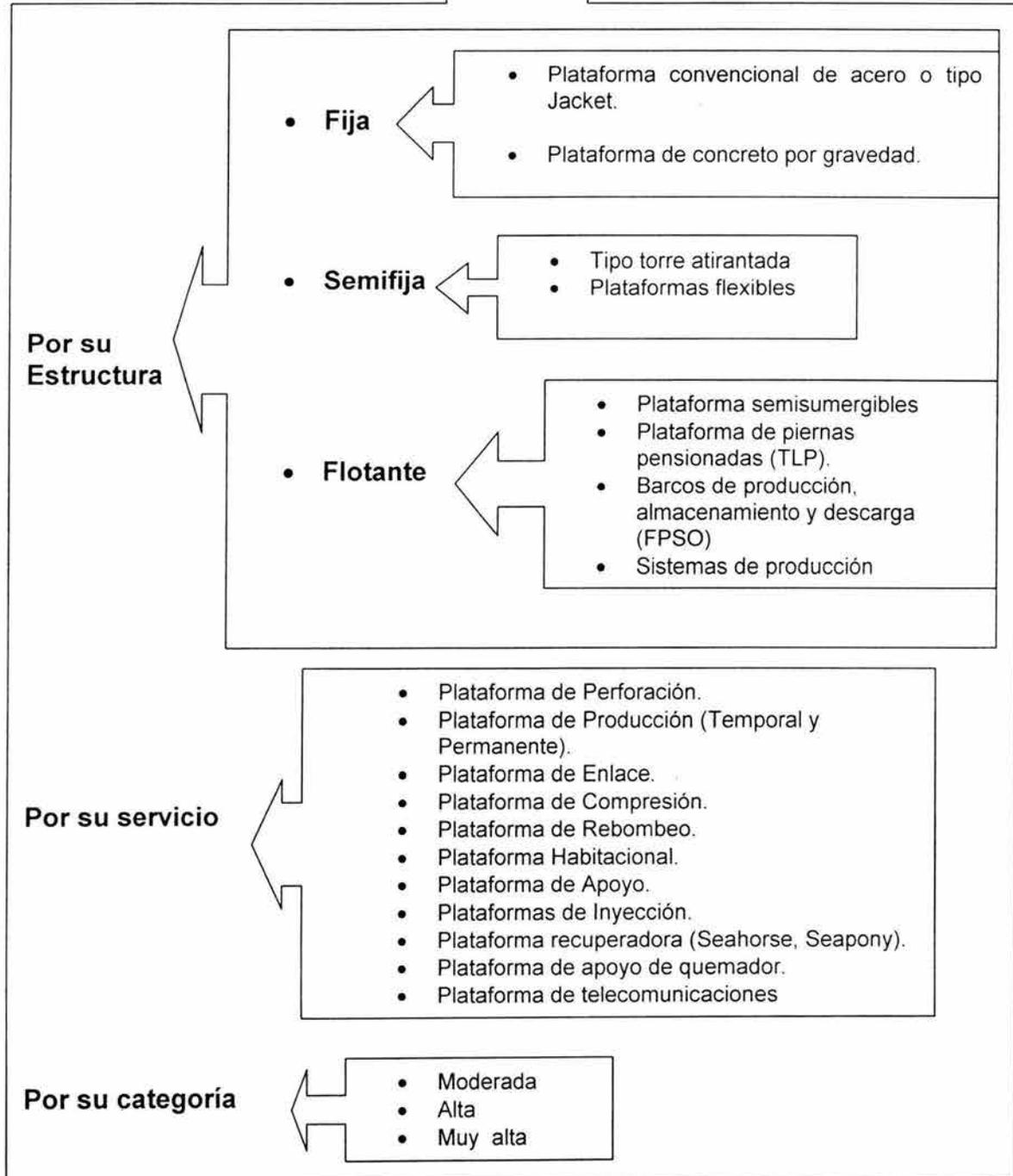
Figura 1.2 Complejo de producción.

En México se inició la explotación de yacimientos de hidrocarburos fuera de la costa en 1958, en aguas del Golfo de México, con lo cual se instalaron las primeras plataformas fijas frente a la Barra de Santa Ana, en Tabasco, estas plataformas fueron diseñadas y construidas en el extranjero, esta situación permaneció hasta el año de 1978, cuando México comenzó la fabricación de estructuras para los equipos de perforación. Tarea muy importante, que incremento notablemente el saber tecnológico de los especialistas mexicanos. Actualmente en el país las plataformas marinas se fabrican en las márgenes de los ríos Pánuco, en Tamaulipas y Pantepec, en Veracruz.

El desarrollo que ha tenido México través de estos últimos 20 años, representa un verdadero logro para la Ingeniería mexicana, gracias a que desde el principio se tuvo la capacidad y visión para establecer los programas de desarrollo, con los cuales se han alcanzado los niveles de producción actuales. Se ha logrado capitalizar la infraestructura tecnológica que sirve de base en la actualidad para aceptar el nuevo reto que representa la explotación de hidrocarburos en aguas profundas.



1.1.3. CLASIFICACION DE LAS PLATAFORMAS MARINAS



Nota: En el presente trabajo solo se profundizará en las plataformas fijas de acero o tipo Jacket, de esta manera la clasificación anterior correspondiente a Servicio y Categoría, se refiere únicamente para el tipo en estudio. Si se desea profundizar en las clasificaciones restantes se recomienda consultar la bibliografía correspondiente.

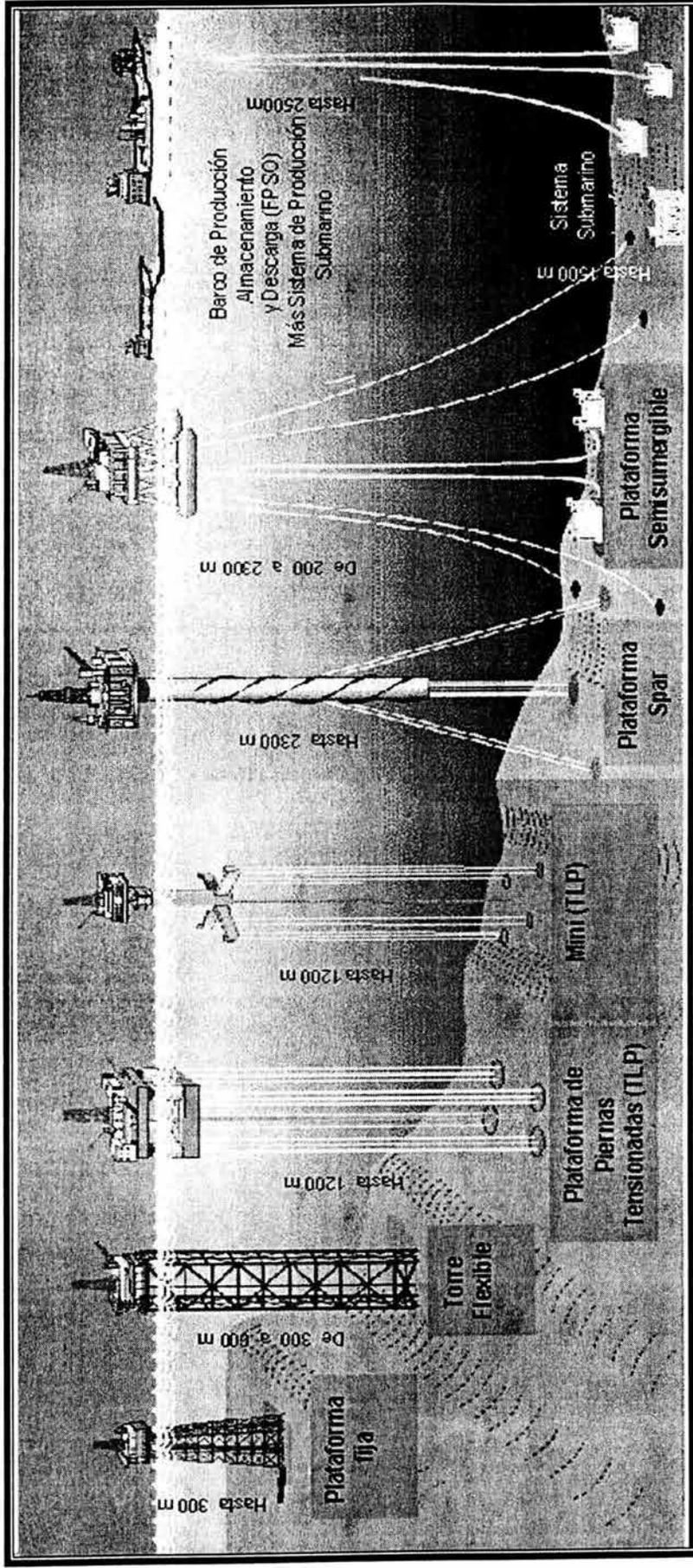


Fig. 1. 3 Sistemas estructurales para la explotación de hidrocarburos.



1.1.3.1. PLATAFORMAS FIJAS DE ACERO (TIPO "JACKET")

Debido a que las piernas en su interior alojan a los pilotes formando un sistema de camisa se denomina a estas estructuras como tipo "Jacket".

Una plataforma marina tipo "Jacket" se divide en 3 componentes estructurales principales:

- Superestructura.
- Subestructura.
- Cimentación.

Cabe hacer mención que, aunque no son parte estructural de una plataforma, los accesorios son parte primordial de estas estructuras.

SUPERESTRUCTURA

La superestructura comprende las cubiertas o niveles donde se apoyará el equipo de producción, perforación, etc. Esta constituida por elementos diagonales o de arriostramiento y columnas de apoyo. Una plataforma puede contar con una o más cubiertas, dependiendo del servicio para el cual se requiera esta estructura.

Las cubiertas incluyen usualmente volados perimetrales para incrementar el área útil. Están estructuradas a partir de vigas principales transversales y longitudinales que coinciden con los ejes de la plataforma, intermedias o secundarias transversales y/o longitudinales que se apoyan en las vigas principales y traveses perimetrales o de cierre.

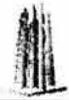
Las vigas principales son generalmente de sección prismática, fabricadas con 3 placas soldadas y las vigas secundarias son generalmente de sección prismática a partir de perfiles de acero laminado. Los elementos diagonales o de arriostramiento comúnmente son de sección tubular.

El número de columnas de apoyo también depende del uso que la plataforma vaya a tener. La separación entre ellas, tanto en el sentido transversal como en el longitudinal, es variable y depende de la función que ésta vaya a desempeñar.

Las columnas están constituidas por elementos de sección tubular y van desde el punto de trabajo hasta la última cubierta.

Sus sistemas de piso están integrados por largueros longitudinales de perfiles rolados (IR, CE, LI, LD, etc.), por rejilla electrosoldada, polines de madera y en algunos casos con placa lisa y/o antiderrapante. Además de proporcionar una superficie para acceso de personal y para la colocación de equipos y herramientas, con el sistema de piso se distribuyen las diferentes cargas a las traveses principales.

Cuando los claros o las cargas sobre la cubierta resultan excesivos, puede recurrirse a la instalación de apoyos intermedios en las traveses por medio de puntales tubulares, o bien, utilizar armaduras bajo las traveses prismáticas.



Parte importante de una superestructura, lo constituyen también: el helipuerto, pedestal de grúa, apoyo para puente de intercomunicación, áreas en voladizo para incrementar el área de cubiertas, escaleras de acceso hacia la cubierta, etc.

SUBESTRUCTURA.

Este componente de la plataforma se extiende desde la conexión de la pierna de subestructura-pilote (cerca del punto de trabajo) hasta el lecho marino. Es de forma piramidal truncada y está constituida por marcos transversales y longitudinales dispuestos ortogonalmente entre sí y arriostradas por marcos horizontales en diferentes elevaciones.

La principal función de la subestructura es proporcionar apoyo lateral a los pilotes colocados concéntricamente en el interior de cada una de sus piernas, pero además, transmitir a éstos las fuerzas laterales inducidas por viento, oleaje y corriente; y en la etapa de instalación, servir de plantilla y guía para el hincado de dichos pilotes. También constituye el soporte de ciertos accesorios necesarios para la operación de la plataforma, tales como: ductos ascendentes, conductores (en plataformas de perforación), camisas para bombas y drenajes, embarcaderos, defensas, pasillos de acceso, vigas de deslizamiento y otros.

Las piernas y ductos de una subestructura no son verticales sino ligeramente inclinadas, produciéndose así su forma piramidal típica.

La finalidad de estas inclinaciones o pendientes es proveer a la subestructura con una mayor base en el lecho marino para resistir con mayor facilidad los momentos de volteo producidos por fuerzas de viento, oleaje y corriente, e incrementar la capacidad individual de los pilotes para absorber cargas laterales.

Los valores de las pendientes utilizadas son, para piernas de esquina, de 2:8 (real); y para las patas interiores de 1:8, formando inclinaciones reales de 10.0 y 7.1 grados respectivamente. Por otra parte, la dimensión de las piernas de la subestructura depende del diámetro del pilote, el cual deberá pasar libremente por el interior de la pierna.

Las subestructuras se fabrican con elementos tubulares en su totalidad debido a que, por su forma, presentan poca resistencia al flujo del agua y, por consiguiente, las cargas laterales son menores que si se utilizara otro tipo de sección. Así mismo, por el volumen desplazado y su hermeticidad, generan flotación positiva la cual se aprovecha durante su instalación.

Los sistemas de arriostramiento están constituidos, tanto en marcos como en plantas por elementos diagonales; en la intersección de estos elementos se generan conexiones, a las cuales se les llama comúnmente juntas tubulares.

En la mayoría de los casos, y principalmente en las juntas entre los niveles de arriostramiento y diagonales con las piernas, se utilizan secciones de mayores espesores que en el resto de la pierna, además de ser acero especial con mayor esfuerzo de fluencia. A estas secciones de mayor espesor y/o acero especial se les conoce como canutos.



El número de plantas de arriostamiento en una subestructura depende básicamente del tirante de agua en el que ésta se vaya a desplantar, tratando de manejar relaciones de esbeltez menores a 120 para los elementos de arriostamiento.

CIMENTACIÓN

La cimentación, construida a partir de pilotes de acero de sección tubular y punta abierta, se colocan concéntricamente en el interior de las piernas, y se extienden desde sus extremos superiores en el punto de trabajo hasta profundidades del orden de 60 a 120 m. bajo el lecho marino, dependiendo de sus longitudes, las descargas y de las condiciones geotécnicas locales.

La conexión soldada columna de superestructura-pilote (punto de trabajo) se efectúa a 457 mm. arriba de la parte superior de las piernas; y la conexión pierna de subestructura-pilote, se efectúa a unos 762 mm arriba del primer nivel de arriostamiento horizontal, el cual se encuentra comúnmente en la elevación + 6.096 m (sobre el nivel medio del mar).

Existen otros puntos a lo largo de las piernas donde los pilotes hacen contacto con ellas o viceversa, para efectos de apoyo lateral y transmisión de cargas laterales. Estos puntos corresponden a las intersecciones de las piernas con las diferentes plantas de arriostamiento horizontal.

Esta interacción entre pilote y pierna se logra mediante la colocación de placas de acero (generalmente 8 placas) en el interior de la pierna, quedando una pequeña holgura entre ellos. Estas placas también actúan como guías y centradores del pilote durante su hincado.

ACCESORIOS

Los accesorios, si bien forman parte integral de una plataforma, no contribuyen necesariamente a su rigidez estructural; por el contrario, en algunos casos representan cargas adicionales importantes que son transmitidas a la estructura. Estos accesorios aportan entre 3 y 8% del peso total de la subestructura considerando flotación. Entre los accesorios que más contribuyen a las cargas, destacan los conductores (en plataformas de perforación), los atracaderos, defensas de pierna y los ductos ascendentes.

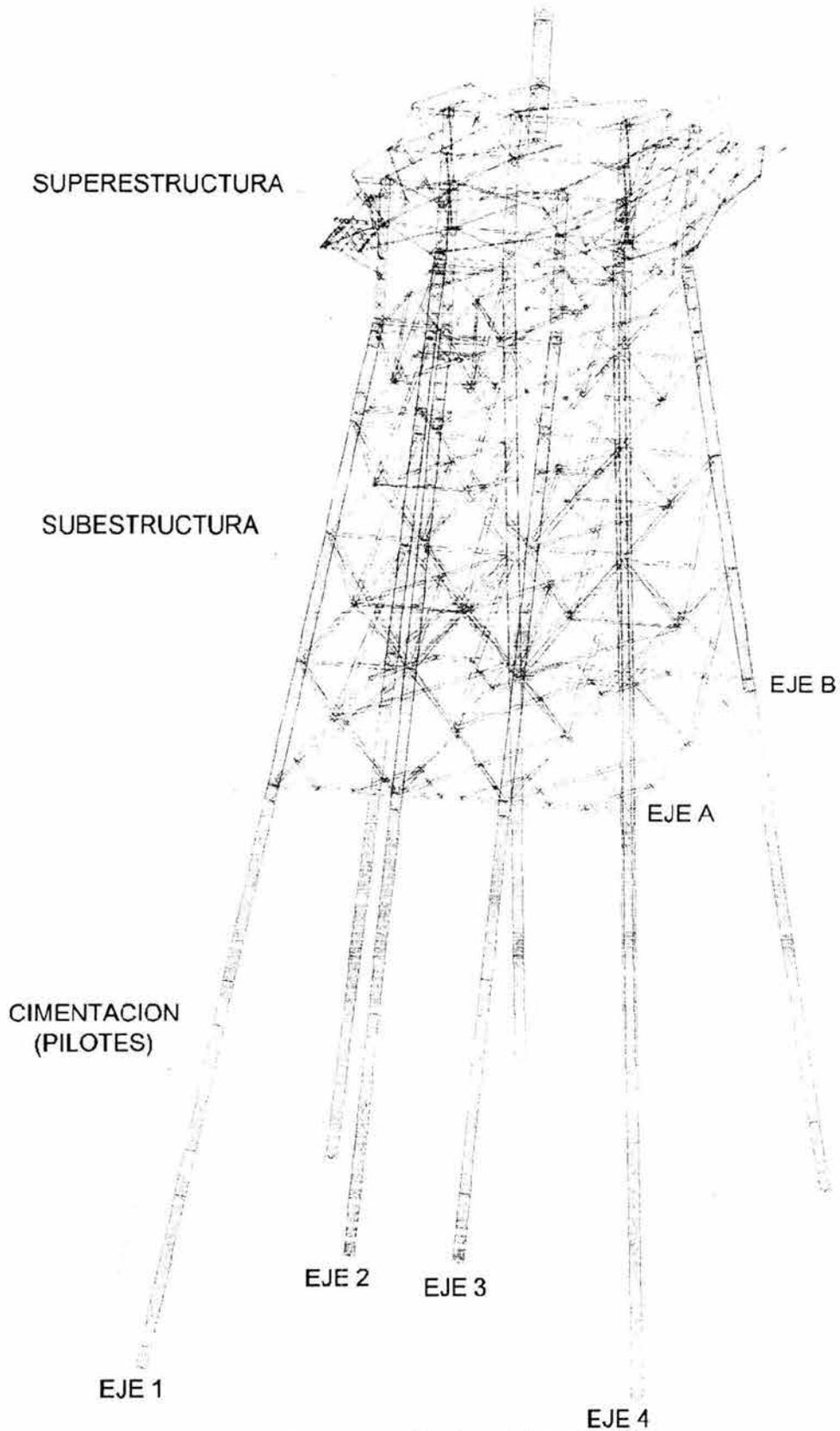


Fig. 1.7 Isométrico, Plataforma de Acero Tipo Fija



1.1.3.2. CLASIFICACIÓN DE LAS PLATAFORMAS MARINAS DE ACUERDO A SU SERVICIO.

De acuerdo a su servicio, las plataformas fijas (tipo "Jacket") las podemos clasificar en:

- Plataformas de perforación
- Plataformas de inyección
- Plataformas de producción
- Plataformas de enlace
- Plataformas de habitacionales
- Plataformas de compresión de gas
- Plataformas de rebombeo
- Plataformas de telecomunicaciones
- Plataformas recuperadoras
- Plataformas para quemador
- Plataformas de apoyo intermedio
- Plataformas de intercomunicación

1.1.3.2.1. PLATAFORMAS DE PERFORACIÓN

Cuentan con 2 cubiertas, en su cubierta superior aloja la totalidad del equipo de perforación y su torre, grúas para maniobras de descarga, módulo habitacional, un helipuerto y una zona para almacenaje de insumos en cantidad suficiente para mantener por varios días las operaciones de perforación, en caso de interrumpirse el abastecimiento regular por mal tiempo u otra causa; y en su cubierta inferior, la instalación de equipo de producción así como los tableros para control de pozos y lanzadores o recibidores de diablos. Las 2 cubiertas se localizan a 15.850 y 21.641 m sobre el NMM soportadas por 8 columnas; en las nuevas estructuras diseñadas para la Sonda de Campeche, la cubierta inferior está localizada en la Elev. + 19.100 m. Estas plataformas, en México se diseñaban para perforar hasta 12 pozos, aunque no siempre operan todos.

1.1.3.2.2. PLATAFORMAS DE INYECCIÓN

La misión de estas plataformas es la de perforar pozos para inyectar agua presurizada a los estratos productores de crudo cuya producción ha sido mermada y así incrementar el rendimiento de otros pozos. Estas tienen cubiertas y capacidades de perforación prácticamente idénticas a las de las plataformas de perforación.

1.1.3.2.3. PLATAFORMAS DE PRODUCCIÓN

Contienen equipo e instalaciones para separar la mezcla de petróleo, gas, agua y sedimentos que constituye al crudo recién extraído, darle un tratamiento preliminar para después poder transportarlo (petróleo, gas), quemarlo (gas) o reinyectarlo al suelo (agua, sedimentos). Dependiendo de la capacidad de manejo y separación de crudo, estas plataformas se subdividen en productoras temporales y permanentes. Su clasificación influye en el espacio requerido de cubiertas: las temporales constan regularmente de 2 cubiertas soportadas por 8 columnas. Por su parte, las productoras permanentes instaladas a la fecha, tienen 3 cubiertas apoyadas sobre 8 o 12 columnas.



1.1.3.2.4. PLATAFORMAS DE ENLACE

Estas sirven de enlace entre las diferentes plataformas perforadoras y productoras. Su función es recibir el crudo vía ductos y enviarlo por el mismo medio a las plataformas de producción para la separación y transporte subsecuente a terminales en tierra o en mar, generalmente cuentan con una sola cubierta que se apoya sobre 8 columnas.

1.1.3.2.5. PLATAFORMAS HABITACIONALES

Estas soportan módulos de vivienda únicamente, con diferente capacidad y están instaladas dentro de los complejos productores. Cuentan con 2 cubiertas apoyadas sobre 8 columnas, aunque también existen algunas apoyadas sobre 4 columnas.

1.1.3.2.6. PLATAFORMAS DE COMPRESIÓN DE GAS

Soportan equipo de compresión para presurizar al gas proveniente de las plataformas productoras y enviarlo a las terminales en tierra a través de los gasoductos submarinos. Estas plataformas cuentan con 2 cubiertas apoyadas sobre 8 columnas.

1.1.3.2.7. PLATAFORMA DE REBOMBEO

Esta soporta turbo bombas para impulsar el crudo a través de los oleo gasoductos submarinos y hacerlo llegar a las terminales de destino. Consta de 2 cubiertas soportadas por 8 columnas.

1.1.3.2.8. PLATAFORMAS DE TELECOMUNICACIONES

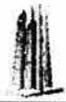
Su principal objetivo es soportar la torre de telecomunicaciones, el módulo de telecomunicaciones y de radares, y en algunos casos, módulo habitacional y helipuerto. Estas estructuras comúnmente soportan una sola cubierta en 3 piernas, aunque existen también casos con 4 piernas

1.1.3.2.9. PLATAFORMAS RECUPERADORAS

También llamadas protectoras de pozos, tienen como función la de proteger a un pozo que se ha perforado con fines exploratorios. En caso de resultar productivo dicho pozo, se procede a la instalación de esta plataforma así como la tubería ascendente y la línea submarina para el envío de los hidrocarburos y, en algunas ocasiones se adicionan más pozos. Cuando el pozo no es productivo, este se tapona y se deja abandonado. Cuentan con una sola cubierta y un helipuerto, soportadas por 3 piernas. Aunque menos comunes, también las hay con 4 piernas.

1.1.3.2.10. PLATAFORMAS PARA QUEMADOR

Sólo soportan un puente de comunicación que lleva una línea hacia el quemador, una torre para quemador y el quemador del gas excedente que no puede ser aprovechado, producto de la separación de éste con el crudo. Están constituidas por una cubierta y soportada por 3 columnas. No cuentan con ningún tipo de equipo.



1.1.3.2.11. PLATAFORMAS DE APOYO INTERMEDIO

Cuando los claros a librar con puentes son muy grandes, resulta necesario contar con un apoyo intermedio a dicho claro. Así, esta es la única función de estas plataformas y sólo cuentan con una cubierta a una elevación que depende de la que tengan los puntos a unir, aunque últimamente se están utilizando para colocar un tanque de desfogue en un voladizo lateral a la cubierta. Esta cubierta está apoyada en la mayoría de los casos en 3 columnas. En otros de los casos, muy pocos, constan de 4 columnas.

1.1.3.2.12. PUENTES DE INTERCOMUNICACIÓN

Los puentes que unen plataformas contiguas son utilizados para el tránsito peatonal y para el soporte de tuberías que transportan agua, gas y/o crudo entre plataformas. Los claros de estos puentes oscilan entre 25 y 110 m. Según la separación prescrita entre las diferentes plataformas y las líneas que soportan, su sección transversal puede ser triangular o rectangular.

1.1.3.3. CLASIFICACIÓN DE LAS PLATAFORMAS MARINAS DE ACUERDO A SU CATEGORÍA

La categorización de una plataforma depende de la consecuencia de su falla. Esta consecuencia se establece en función de la pérdida de vidas humanas, del impacto ambiental y del impacto económico que representa la falla estructural. En la Sonda de Campeche, la filosofía de operación de PEP establece el cierre temporal de la producción y la evacuación del personal de las plataformas cuando se prevé la presencia de un evento ambiental extremo. En estos términos, la categorización de las plataformas en la Sonda de Campeche se establece básicamente en función del impacto económico que representa la suspensión de la producción que se maneja durante el tiempo estimado de su reparación o reemplazo, incluyendo los costos inherentes a estas dos últimas actividades. Se entiende como *producción manejada* el volumen de producción que la plataforma produce, recibe y procesa, expresado en barriles por día (BPD).

La categoría establecida en los términos anteriores para los diferentes tipos de plataformas se presenta en las Tablas 1.3 y 1.4. La primera muestra la correspondiente a estructuras principales, es decir, aquellas estructuras que manejan directamente la producción (generalmente octápodos). La Tabla 1.4 muestra la categorización de las estructuras que complementan a las plataformas principales (generalmente tripodes). La categoría de una estructura de este segundo grupo está asociada a la categoría más alta de las plataformas principales con las cuales se interconecta. Para el diseño de nuevas plataformas se ha establecido una sola categoría (muy altas consecuencias) con la finalidad de obtener diseños conservadores.

Se debe puntualizar que la categorización planteada puede ser complementada con una estimación cualitativa, a nivel particular, de la consecuencia de falla que tome en cuenta factores tales como la importancia estratégica de la plataforma dentro del esquema de producción local o global.



Tabla 1.3. Categorización de las estructuras principales.

SERVICIO	VOLUMEN DE PRODUCCIÓN MANEJADO	CATEGORÍA DE EXPOSICIÓN (CONSECUENCIA DE FALLA)	
		EVALUACIÓN	DISEÑO
ENLACE	-	MUY ALTA	MUY ALTA
MEDICIÓN	-	MUY ALTA	
COMPRESIÓN	-	ALTA	
HABITACIONAL	-	MODERADA	
INYECCIÓN	-	ALTA	
MIXTO ¹	> 100,000 BPD	MUY ALTA	
	< 100,000 BPD	ALTA	
PERFORACIÓN	> 100,000 BPD	MUY ALTA	
	50,000 BPD - 100,000 BPD	ALTA	
	< 50,000 BPD	MODERADA	
PRODUCCIÓN TEMPORAL	> 100,000 BPD	MUY ALTA	
	< 100,000 BPD	ALTA	
PRODUCCIÓN PERMANENTE	-	MUY ALTA	
REBOMBEO	-	MUY ALTA	
RECUPERACIÓN DE POZOS	50,000 BPD - 100,000 BPD	ALTA	
	< 50,000 BPD	MODERADA	
TELECOM	-	MODERADA	

Tabla 1.4 Categorización de las estructuras de apoyo.

SERVICIO DE LA ESTRUCTURA PRINCIPAL	VOLUMEN DE PRODUCCIÓN MANEJADO EN ESTRUCTURA PRINCIPAL	CATEGORÍA DE EXPOSICIÓN (CONSECUENCIA DE FALLA)	
		EVALUACIÓN	DISEÑO
COMPRESIÓN	-	MODERADA	MUY ALTA
PRODUCCIÓN TEMPORAL	> 100,000 BPD	MUY ALTA	
	< 100,000 BPD	ALTA	
TELECOM	-	MODERADA	

¹ Se refiere a plataformas que alojan 2 o más servicios, por ejemplo perforación-producción, perforación-enlace, etc.



2. ANÁLISIS ELÁSTICO A NIVEL DE DISEÑO.

El análisis estructural estático basado en el comportamiento lineal del material de que están compuestos los elementos estructurales, el cual considera las propiedades de rigidez axial, rigidez angular y rigidez a cortante de los elementos, dependientes del módulo de elasticidad del material, y se efectúa para determinar las fuerzas internas de los elementos, producto de la aplicación de cargas externas actuando sobre la estructura. El análisis deberá considerar el comportamiento no lineal del suelo y el efecto de las deformaciones del mismo sobre la rigidez global de la estructura principal.

2.1. EVALUACIÓN ESTRUCTURAL

La evaluación consiste en determinar la integridad estructural de la plataforma considerando el estado del arte, los daños y reparaciones a los que se ha sometido a lo largo de su vida útil, para esto se sigue el siguiente procedimiento.

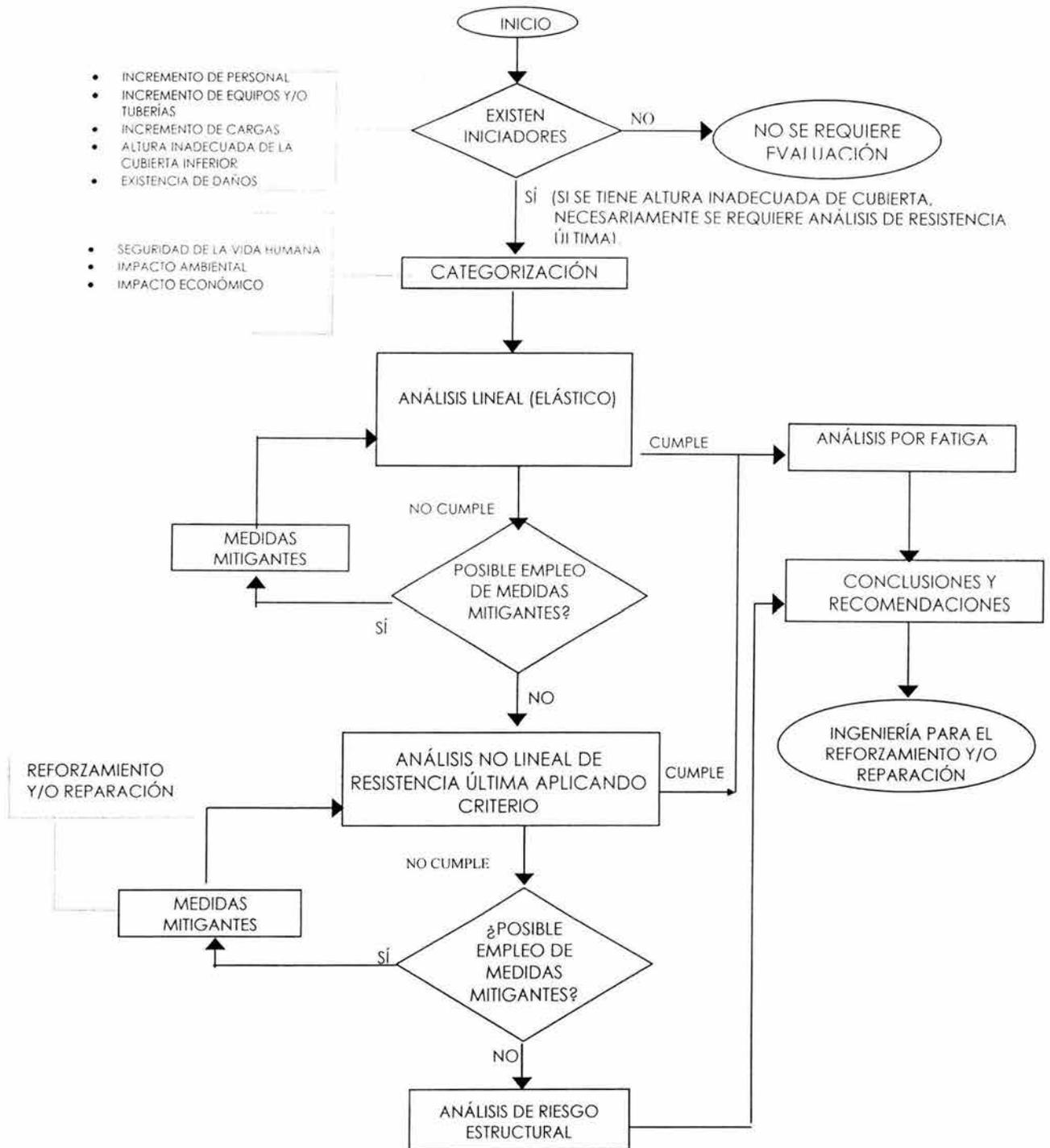
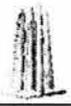


Fig. 2.1 Diagrama de flujo general para evaluación estructural.



2.1.1. PROCEDIMIENTO GENERAL DE EVALUACIÓN ESTRUCTURAL.

a. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

El proceso de evaluación estructural inicia con la recopilación de la información necesaria para determinar las características estructurales de la plataforma y los parámetros de evaluación que determinan las solicitaciones a las que estará sujeta la estructura.

b. CATEGORÍA DE EXPOSICIÓN

La categoría de exposición de las plataformas marinas del Golfo de México se establece en función del volumen de producción de hidrocarburos manejado y del servicio de la plataforma, se entiende por producción manejada al volumen de crudo o aceite que la plataforma produce, recibe y/o procesa, expresado en barriles por día (BPD). La categoría de exposición se obtiene al comparar el volumen de producción manejado con los valores límites establecidos para cada tipo de servicio definidos en la tabla 9.1 y 9.2 de la Norma NRF-003-PEMEX-2000.

c. ANÁLISIS DE INICIADORES

Para determinar si una plataforma es susceptible de ser sometida a un proceso detallado de evaluación, primero se realiza una revisión de iniciadores, una plataforma existente debe someterse a un proceso de evaluación si se cumple una o más de las siguientes condiciones:

- Incremento de la capacidad de producción
- Incremento de cargas ambientales
- Altura inadecuada de cubierta inferior
- Daños encontrados durante las inspecciones

d. ANÁLISIS ELÁSTICO A NIVEL DE DISEÑO

Se realiza un análisis estructural lineal elástico de la plataforma, tomando en cuenta daños, reparaciones realizadas, modificaciones estructurales, cargas de equipo. Se consideran cargas ambientales asociadas al criterio Metoceanico especificado en la norma NRF-003-PEMEX-2000 "Diseño y Evaluación de Plataformas Marinas de la Sonda de Campeche".

e. CUMPLE CON LA NORMATIVIDAD

Se establece que una estructura cumple con la normatividad aplicable cuando los valores máximos de esfuerzos, deformaciones, desplazamientos, revisiones especiales en pilotes, etc., presentados tanto por la estructura general como por los componentes estructurales, son menores a los valores establecidos como permisibles máximos por la normatividad aplicable.

Por el contrario, cuando al menos un componente estructural o estructura global presentan valores de esfuerzos, deformaciones, o desplazamientos, mayores a los límites establecidos por la normatividad, se dice que la estructura no cumple con dicha normatividad.



f. EMPLEO DE MEDIDAS MITIGANTES

Cuando por resultados del análisis elástico, la estructura presenta niveles de esfuerzos, deformaciones y/o desplazamientos mayores a los permisibles, es posible proponer el empleo de medidas mitigantes, o continuar con el proceso de evaluación y realizar un análisis no lineal de resistencia última. La decisión de emplear medidas mitigantes depende de varios factores como el grado de deterioro de la estructura reflejado por los resultados del análisis elástico, el costo asociado a la implementación de las medidas propuestas, etc.

Las medidas mitigantes pueden ser: el incremento en la capacidad o resistencia de elementos estructurales, disminución de cargas verticales y/o ambientales por medio de reducción de accesorios o misceláneos, cambio en la categoría de exposición de la plataforma mediante la disminución del nivel de hidrocarburos manejados, cambio en el servicio de la plataforma, reforzamiento de la plataforma, etc.

g. MEDIDAS MITIGANTES

Cuando se propone el empleo de medidas mitigantes en esta etapa del proceso de evaluación, se debe definir técnicamente el tipo de medidas, en caso de que éstas causen una modificación en la estructura, se deben considerar las modificaciones al modelo estructural y su impacto en cargas y proceder con un nuevo análisis elástico.

h. ANÁLISIS NO LINEAL DE RESISTENCIA ÚLTIMA

El análisis no lineal de resistencia última o análisis de colapso progresivo se realizará mediante el método incremental de cargas conforme al criterio especificado en el API-RP-2A sección 17, con excepción de lo estipulado en la norma NRF-003-PEMEX-2000. El principal propósito de este análisis es el de determinar el cortante basal asociado a la condición de colapso de la estructura, en su condición actual o futura inmediata considerando daños, reparaciones previas, y/o modificaciones planeadas. El análisis se realizará para tres direcciones principales de incidencia de oleaje sobre la estructura.

Considerando el cortante basal asociado a la condición de colapso y el cortante basal asociado a la ola de referencia se calculan los valores del Factor de Reserva de Resistencia (RSR) asociados a cada dirección de análisis.

i. CUMPLE CON LA NORMATIVIDAD

En esta etapa se realiza una comparación de los valores de RSR obtenidos para cada dirección de análisis, con los valores mínimos establecidos en la tabla 12.1 de la norma NRF-003-PEMEX-2000.

Si los valores asociados a los factores de reserva de resistencia (RSR) para cada dirección de análisis son mayores a los mínimos establecidos por la norma NRF-003-PEMEX-2000.



j. EMPLEO DE MEDIDAS MITIGANTES

Cuando por resultados del análisis de resistencia última, la estructura presenta valores de factor de reserva de resistencia (RSR) por debajo de los valores mínimos establecidos por la normatividad aplicable, es posible proponer el empleo de medidas mitigantes como parte del proceso de evaluación.

k. MEDIDAS MITIGANTES

Cuando se propone el empleo de medidas mitigantes en esta etapa del proceso de evaluación, se debe definir técnicamente el tipo de medidas, en caso de que éstas causen una modificación en la estructura, se deben considerar las modificaciones al modelo estructural y su impacto en cargas y proceder con un nuevo análisis de colapso progresivo, determinar el nuevo cortante basal asociado el colapso de la estructura y proceder a la evaluación de cumplimiento con la normatividad.

En caso de que la estructura de la plataforma presente valores de factores de reserva de resistencia (RSR) menores a los mínimos establecidos por la normatividad para la condición con medidas mitigantes, se hace necesario realizar un análisis de riesgo estructural.

l. ANÁLISIS DE RIESGO ESTRUCTURAL

Cuando la aplicación de medidas mitigantes no sea suficiente para elevar los valores de los factores de reserva de resistencia (RSR) por arriba de los valores mínimos recomendados, se realizará un Análisis de riesgo de falla para determinar la probabilidad y consecuencias asociadas con la falla de la estructura.

El análisis de riesgo de falla se basa en el cálculo de probabilidad de falla (P_f), a partir de los factores de reserva de resistencia obtenidos de los análisis de resistencia última.

m. REPORTE FINAL (CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES)

Una vez concluido el proceso de evaluación estructural, ya sea mediante el cálculo de factores de reserva de resistencia (RSR) o de un análisis de riesgo, se procederá a la generación de conclusiones y recomendaciones pertinentes ya sea para implementar las medidas mitigantes propuestas o solo para describir las condiciones asociadas al resultado de la evaluación estructural de la plataforma.



2.2. BASES TECNICAS DE EVALUACION

A continuación se describen las especificaciones, requerimientos técnicos, criterios y métodos de análisis que deben satisfacerse durante la ejecución de los trabajos de ingeniería.

I. Datos Criterio Ambiental

La información ambiental de evaluación se tomará de la norma editada NRF-003-PEMEX-2000.

II. Revisión de las Inspecciones

Se revisarán los tres reportes de inspección más recientes y se incorporarán en los análisis los hallazgos (como daños y reparaciones existentes) que se considere puedan tener alguna influencia en el comportamiento estructural de la plataforma.

III Análisis de la Plataforma

Los análisis estructurales de la plataforma que deberán realizarse son los siguientes:

- Análisis en sitio (análisis a nivel de diseño con daños)
- Análisis de Resistencia Última o análisis incremental de cargas (Pushover)

IV. Diseño de las Reparaciones

Se realizará la ingeniería de detalle de las reparaciones o reforzamientos necesarios, la edición de planos, y procedimiento de construcción e instalación, siempre y cuando se requieran.

2.2.1. ANÁLISIS DE LA PLATAFORMA

Los análisis estructurales de la plataforma serán realizados para determinar el nivel de esfuerzos de elementos críticos en la estructura, y la capacidad para resistir las cargas especificadas. Serán evaluados: elementos de subestructura, juntas de subestructura, pilotes, columnas y elementos principales de la superestructura.

2.2.2. ANÁLISIS A NIVEL DE DISEÑO (EN SITIO PARA LA CONDICIÓN DE TORMENTA)

Los análisis estáticos de la estructura se realizarán para la condición con daños conforme al API RP 2A (WSD), Edición 21 con parámetros asociados a oleaje y corriente especificados en la norma NRF-003-PEMEX-2000, sección 12. Se revisará la información disponible en los reportes de inspección con el fin de incluir daños detectados y reparaciones efectuadas. Los factores de reducción de carga aplicarán de acuerdo a la clasificación de la estructura, se ha de incluir una combinación de carga sin factor de reducción con el fin de obtener el cortante basal de referencia para el cálculo de RSR. Para el análisis de tormenta se utilizará el valor nominal del esfuerzo de fluencia (F_y) de los aceros que forman los elementos principales de la estructura y se aplicará un incremento del 33% a dicho valor.

El reporte del análisis en sitio de la Plataforma incluirá lo siguiente:

- Un listado de cargas máximas ambientales en la estructura para cada dirección de carga analizada.



- Descripción y resultados de las combinaciones de cargas.
- Respuesta en la cabeza del pilote incluyendo deflexiones máximas, rotaciones, fuerzas, momentos, esfuerzos y condición de carga que controla el comportamiento de la estructura.
- Identificación de elementos y juntas con relación de interacción mayor o igual a 1.00.
- Desplazamientos laterales efectivos en las direcciones analizadas, reportados en los niveles principales de la plataforma.

2.3. RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

A continuación se describe la información recopilada, correspondiente a planos de diseño, modificaciones estructurales realizadas en la plataforma, equipo existente sobre las cubiertas, información actualizada de daños obtenida de los reportes de inspección, estudio geotécnico, etc.

2.3.1. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA PLATAFORMA

La Plataforma de PRODUCCIÓN TEMPORAL 1 es un octápodo, se trata de una estructura fija de acero tipo "Jacket" localizada en un tirante de agua de 44.196 m y está constituida por: Superestructura, Subestructura, Pilotes y accesorios típicos (defensas de pierna, atracaderos, etc.).

La superestructura está formada por dos marcos longitudinales separados a 13.700 m, y cuatro marcos transversales separados a 7.620 m, 12.192 m, 7.620 m, entre ejes 1-2, 2-3 y 3-4, respectivamente; cuenta con ocho columnas con un diámetro que varía de 42" a 48" y 1.0" de espesor. Consta de 2 cubiertas: la cubierta superior en elevación +20.749 m (68'-0.879"), con dimensiones de 35.35 m x 21.64 m, y la cubierta inferior en la elevación +15.850 m (52'-0"), con dimensiones de 22.74 m x 13.71 m.

La subestructura está formada por dos marcos longitudinales y cuatro transversales, con un total de ocho piernas con diámetro de 52 1/2" x 0.625" y canutos de 52 1/2" x 1.250", además cuenta con cinco plantas de arriostamiento en las elevaciones: +3.658, -6.096, -17.678, -31.090 y -44.196 m.

La cimentación de la plataforma esta integrada por cuatro pilotes exteriores y cuatro pilotes interiores, cada uno alojado internamente en cada pierna de la subestructura con diámetro de 48 pulgadas y espesores que varían de 1.25 a 2 pulgadas.

Los accesorios con que cuenta la plataforma son: un atracadero sobre el eje B localizado entre ejes 1 y 2, siete defensas de pierna contra impacto de embarcaciones una en cada pierna a excepción de A4, en la cual se localizan dos ductos ascendentes ambos con diámetro de 24 pulgadas protegidos por una defensa doble.

En el reporte de inspección se indica la existencia de un ducto ascendente 22" de diámetro recientemente instalado protegido con su respectiva defensa de ducto, sin tener mayor información al respecto.



Los materiales empleados en el diseño de la plataforma son:

- **Subestructura:**
 - 1.- Acero ASTM A-36.
 - 2.- Acero ASTM A-572 Grado 50.
 - 3.- API 5L Grado B.
 - 4.- API 5LX Grado X-42.
- **Superestructura:**
 - 1.- Acero ASTM A-36.
- **Pilotes:**
 - 1.- Acero ASTM A-36.
 - 2.- Acero ASTM A-441 Grado 42.

La plataforma de Producción Temporal 1 es considerada de acuerdo a la categorización establecida en la Tabla 9.1 de la Norma NRF-003-PEMEX-2003 para el Diseño y Evaluación de Plataformas Marinas Fijas de la Sonda de Campeche, como de **Muy Altas consecuencias de falla**.

2.3.2. LISTA DE PLANOS RECOPIRADOS

Para obtener la información correspondiente a los planos de diseño de la plataforma se consultaron diferentes bancos de información, los planos recopilados se indican en las tablas 2.1 a la 2.7, en los planos de diseño se obtiene la información correspondiente al arreglo estructural de los elementos que integran la plataforma, en planta y elevación, dimensiones, tipos de acero, propiedades de los elementos, para subestructura, superestructura y pilotes, además se incluyen accesorios de la plataforma y planos de las estructuras de apoyo (puentes). La información contenida en los planos es necesaria para realizar el modelo estructural de en el programa correspondiente para el análisis de la plataforma.

Tabla 2.1. Relación de planos estructurales de diseño de la subestructura de la plataforma Producción Temporal 1.

PLANO	NOMBRE	FECHA	REV.
E146-SS-1001	INDICE DE PLANOS	MAR-79	1
E146-SS-1010	MARCO EJE-1	MAR-79	1
E146-SS-1020	MARCO EJE-2	MAR-79	1
E146-SS-1030	MARCO EJE-3	MAR-79	1
E146-SS-1040	MARCO EJE-4	MAR-79	1
E146-SS-1050	MARCO EJE-A	MAR-79	1
E146-SS-1060	MARCO EJE-B	MAR-79	1
E146-SS-1070	PLANTA ESTRUCTURAL EN ELEV. +3.658 (+12'-0")	AGO-78	6
E146-SS-1080	PLANTA ESTRUCTURAL EN ELEV. -6.095 (-20'-0")	AGO-78	5
E146-SS-1090	PLANTA ESTRUCTURAL EN ELEV. -17.678 (-58'-0")	AGO-78	5
E146-SS-1100	PLANTA ESTRUCTURAL EN ELEV. -31.090 (-102'-0")	AGO-78	4
E146-SS-1110	PLANTA ESTRUCTURAL EN ELEV. -44.196 (-145'-0")	AGO-78	5



Tabla 2.2. Relación de planos de accesorios y protección catódica de la plataforma Producción Temporal 1.

PLANO	NOMBRE	FECHA	REV.
E146-SS-1210	PLANTA Y DETALLES DE PASILLOS PARA INFRAESTRUCTURA	MAR-79	1
E146-SS-1290	DETALLES DE BASES DE MADERA PARA APOYO EN LECHO MARINO	MAR-79	1
E146-SS-1360	ELEVACIONES DE DEFENSAS	MAR-79	1
E146-SS-1370	DETALLES DE DEFENSAS	MAR-79	1
E146-SS-1400	PROTECCIÓN CATODICA EN EJE-1	AGO-78	2P
E146-SS-1410	PROTECCIÓN CATODICA EN EJE-2	AGO-78	2P
E146-SS-1420	PROTECCIÓN CATODICA EN EJE-3	AGO-78	2P
E146-SS-1430	PROTECCIÓN CATODICA EN EJE-4	AGO-78	2P
E146-SS-1440	PROTECCIÓN CATODICA EN EJE-A Y B	AGO-78	2P
E146-SS-1460	PROTECCIÓN CATODICA EN ELEV. -6.095 (-20'-0")	AGO-78	4P
E146-SS-1470	PROTECCIÓN CATODICA EN ELEV. -17.678 (-58'-0")	AGO-78	4P
E146-SS-1480	PROTECCIÓN CATODICA EN ELEV. -31.090 (-102'-0")	AGO-78	4P
E146-SS-1470	PROTECCIÓN CATODICA EN ELEV. -44.196 (-145'-0")	AGO-78	4P
E146-SS-1730	NOTAS GENERALES	MAR-79	1

Tabla 2.3. Relación de planos de pilotes correspondientes a la plataforma Producción Temporal 1.

PLANO	NOMBRE	FECHA	REV.
E146-SS-1660	DETALLES DE ARREGLO DE PILOTE DE ESQUINA	MAR-79	2
E146-SS-1670	DETALLES DE ARREGLO DE PILOTE INTERIOR	NOV-78	1
E146-SS-1680	DETALLES DE PILOTE	MAR-78	1
E146-SS-1740	DETALLES DE ARREGLO DE PILOTE DE PRUEBA	NOV-78	2



Tabla 2.4. Relación de planos estructurales y de accesorios correspondientes a la superestructura de la plataforma Producción Temporal 1.

PLANO	NOMBRE	FECHA	REV.
E152-SS-1190	ELEVACION EJE-1	FEB-78	2
E152-SS-1200	ELEVACION EJE-2	FEB-78	2
E152-SS-1210	ELEVACION EJE-3	FEB-78	4
E152-SS-1220	ELEVACION EJE-4	FEB-78	5
E152-SS-1230	ELEVACION EJE-A	FEB-78	2
E152-SS-1240	ELEVACION EJE-B	FEB-78	2
E152-SS-1670	PLANTA ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA EN ELEV. +109'-6 5/8"	MAR-79	6
E152-SS-1660	PLANTA ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA EN ELEV. +92'-6 5/8"	MAR-79	7
E152-SS-1010	PLANTA ESTRUCTURAL DE LA CUBIERTA PRINCIPAL	FEB-79	10
E152-SS-1001	ARREGLO GENERAL DE LA CUBIERTA PRINCIPAL	MAR-79	2
E152-SS-1050	DETALLES Y BARANDALES DE LA CUBIERTA PRINCIPAL	FEB-79	7
E152-SS-1080	PADEYE DETAIL	ENE-79	4
E152-SS-1130	CELLAR DECK SECTIONS AND DETAILS	DIC-78	5
E152-SS-1140	CATELLED BEAM DETAIL	OCT-78	3
E152-SS-1151	CELLAR DECK HANDRAIL AND DETAILS	ENE-79	5
E152-SS-1160	CELLAR DECK PLATE AND GRATING LAYOUT	ENE-79	5
E152-SS-1170	ESCALERA DE ACCESO No. 1 Y No. 2	ENE-79	2
E152-SS-1180	CELLAR DECK FIREWALL	ENE-79	4
E152-SS-1250	SKID BEAM JACKING SLOT DETAILS	OCT-78	3
E152-SS-1290	ESCALERA No. 1, 2 Y 5	ENE-79	5
E152-SS-1600	PLANTA EN ELEVACIÓN 71' - 1 3/4"	FEB-79	10P
E152-SS-1321	PASILLO TIPO "B"	DIC-78	2
E152-SS-1330	PASILLO TIPO "C"	DIC-78	4
E152-SS-1340	BASE DE LA GRÚA	DIC-78	3
E152-SS-1351	CAPSULA DE SALVAMENTO No.1, Y DETALLES	ENE-79	2
E152-SS-1361	CAPSULA DE SALVAMENTO No.2, Y DETALLES	ENE-79	2
E152-SS-1370	PEDESTAL DE GRÚA, PLANTA Y ELEVACIÓN	FEB-79	6
E152-SS-1380	DETALLES DEL PEDESTAL DE GRÚA	ENE-79	5
E152-SS-1381	DETALLES DEL PEDESTAL DE GRÚA HOJA 2	ENE-79	2
E152-SS-1390	CRANE BOOM AND FOGHORN SUPPORT	FEB-79	5
E152-SS-1420	DETALLE DE BASE DE LA GRÚA	ENE-79	1
E152-SS-1440	ESCALERA RETRACTABLE No. 6, SECCIONES Y DETALLES	DIC-78	4
E152-SS-1450	PLANTA Y DETALLES DEL SOPORTE PARA TANQUES EN ELEV. +41' - 0"	JUN-81	1
E152-SS-1460	DETALLES DE ESCALERA MARINA Y ABRAZADERAS PARA SOPORTES DE TANQUES +41'-0"	JUN-81	1
E152-SS-1513	PASILLOS Y BARANDALES DE LA PLATAFORMA	FEB-79	2
E152-SS-1520	CAMISAS DE BOMBAS		
E152-SS-1600	PLANTA EN ELEVACION +21.685 (-71' 1 -3/4")		
E152-SS-1610	ELEVACION EJE-A	FEB-79	7



Tabla 2.4. (Continuación) Relación de planos estructurales y de accesorios correspondientes a la superestructura de la plataforma Producción Temporal 1.

<i>PLANO</i>	<i>NOMBRE</i>	<i>FECHA</i>	<i>REV.</i>
E152-SS-1620	ELEVACION EJE-C	FEB-79	7
E152-SS-1630	ELEVACIÓN EJE-D	ENE-79	7
E152-SS-1640	ELEVACIÓN EJE-1	ENE-79	7
E152-SS-1650	ELEVACIÓN EJE-5	ENE-79	10
E152-SS-1680	GENERADOR PARA CONSTRUCCIÓN, SECCIONES Y DETALLES	FEB-79	7
E152-SS-1700	GENERADOR PARA CONSTRUCCIÓN, SECCIONES Y DETALLES	FEB-79	3
E152-SS-1710	GENERADOR PARA CONSTRUCCIÓN, SECCIONES Y DETALLES HOJA 3	FEB-79	3
E152-SS-1720	GENERADOR PARA CONSTRUCCIÓN, ACCESOS A LA PLATAFORMA Y DETALLES	FEB-79	2
E152-SS-1730	GENERADOR PARA CONSTRUCCIÓN, PLANTAS Y DETALLES DE BARANDALES	FEB-79	2
E152-SS-1740	GENERADOR PARA CONSTRUCCIÓN, DETALLES DE LAS ESCALERAS No.1 Y No.2	FEB-79	2
E152-SS-1750	GENERADOR PARA CONSTRUCCIÓN, ARREGLO DE LA PLACA EN ELEV. +71' - 1 3/4"	FEB-79	7
E152-SS-1760	GENERADOR PARA CONSTRUCCIÓN, ARREGLO DE LA PLACA EN ELEV. +92' - 6 5/8"	FEB-79	5
E152-SS-1770	GENERADOR PARA CONSTRUCCIÓN, ARREGLO DE LA PLACA EN ELEV. +109' - 6 5/8"	FEB-79	2
E152-SS-1780	GENERADOR PARA CONSTRUCCIÓN, ESCALERAS Y DETALLES	FEB-79	3

Tabla 2.5. Planos de puente entre plataformas Producción Temporal 1 y Perforación 1.

<i>PLANO</i>	<i>NOMBRE</i>	<i>FECHA</i>	<i>REV.</i>
E136-SS-1010	PB-1 Y PERFORACION-C PLANTA Y ELEVACION	ABR-79	5P
E136-SS-1020	PB-1 Y PERF. DETALLES DEL PUENTE HOJA 1	OCT-78	4P
E136-SS-1030	PB-1 Y PERF. DETALLES DE CONEXIONES DEL PUENTE HOJA 2	ABR-79	5P
E136-SS-1040	PB-1 Y PERF. CONEXIONES Y DETALLES DEL PUENTE	ABR-79	5P
E136-SS-1050	PB-1 Y PERF. ARREGLO DE PASILLO Y BARANDAL	OCT-78	5P
E136-SS-1080	PB-1 Y PERF. DETALLES DE CONEXIONES DE SOLDADURA	OCT-78	3P
E136-SS-1090	PB-1 Y PERF. DETALLES DE IZAJE	ENE-79	2P
E136-SS-1100	PB-1 Y PERF. APOYOS AUXILIARES DE TUBERIAS	JUN-81	2P

Tabla 2.6. Planos correspondientes al puente del quemador de la plataforma Producción Temporal 1.

<i>PLANO</i>	<i>NOMBRE</i>	<i>FECHA</i>	<i>REV.</i>
E183-SS-1010	QUEMADOR DE PB-1 PLANTA Y ELEVACION	NOV-78	8P
E183-SS-1020	QUEMADOR DE PB-1 DETALLES DEL PUENTE HOJA 1	NOV-78	4P
E183-SS-1030	QUEMADOR DE PB-1 DETALLES DEL PUENTE HOJA 2	ABR-79	4P
E183-SS-1040	QUEMADOR DE PB-1 CONEXIONE Y DETALLES DEL PUENTE	ABR-79	4P
E183-SS-1050	QUEMADOR DE PB-1 ARREGLO DE PASILLO Y BARANDALES	NOV-78	4P
E183-SS-1070	QUEMADOR DE PB-1 PLANTA Y DETALLES DE LOCALIZACION DE TUBERIA	NOV-78	4P
E183-SS-1080	QUEMADOR DE PB-1 DETALLES DEL IZAJE	NOV-78	3P
E183-SS-1120	QUEMADOR DE PB-1 DETALLES DE CONEXIONES DE SOLDADURA	NOV-78	2P

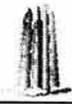


Tabla 2.7. Planos de la estructura de apoyo entre Producción Temporal 1 y Perforación 1 para líneas de 30" y 16" de diámetro.

<i>PLANO</i>	<i>NOMBRE</i>	<i>FECHA</i>	<i>REV.</i>
N1747-00195-AG	PP -1 Y P B-1 APOYOS EN PLATAFORMAS PLANTAS Y DETALLES	ENE-90	0
N1747-00195-AH	PP-1 Y PB-1 IZAJE Y DETALLES	DIC-89	0
N1771-00195-AA	PB-1 Y PP-1 SECCIONAMIENTO DE ESTRUCTURA CONEXIONES Y DETALLES	MAY-90	0
N1771-00195-AB	PB-1 Y PP-1 APOYO EN PLATAFORMA PP-1	MAY-90	1
N1771-00195-AC	PB-1 Y PP-1 APOYO EN PLATAFORMA PB-1	MAY-90	1
N1771-00195-AD	PB-1 Y PP-1 IZAJE DE ESTRUCTURA-CONEXIONES Y DETALLES	JUN-90	2
N1771-00195-Z	PB-1 Y PP-1 DETALLES DE APOYO FIJO Y GUIADO	MAY-90	1

2.3.3.REPORTES DE INSPECCIÓN

Dentro de la información obtenida en los bancos de información del área de Inspección y Mantenimiento de Plataformas Marinas, se recopilaron los reportes de inspección y las últimas evaluaciones de estos, realizadas a la Plataforma de Producción Temporal 1, los reportes de inspección se listan en la tabla 2.8.

La importancia de contar con esta información estriba en el hecho de tomar en cuenta los daños presentados en las últimas inspecciones realizadas, en caso de presentar daños de consideración, estos serán considerados en la evaluación estructural.

Tabla 2.8. Relación de reportes de inspección consultados para la plataforma de Producción Temporal 1.

<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>FECHA DE INSPECCIÓN</i>
REPORTE DE INSPECCIÓN DE LA SUPERESTRUCTURA.	AGO-2000
REPORTE DE INSPECCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA.	AGO-2000
REPORTE DE INSPECCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA.	SEP-2001
REPORTE DE INSPECCIÓN DE LA SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA.	SEP-2002

2.3.3.1. RESUMEN DE DAÑOS

Como se mencionó anteriormente los reportes de inspección nos dan idea del tipo de daños que se han presentado en las plataformas, cada uno de los daños encontrados es evaluado para determinar si se requiere tomar en cuenta dentro de la evaluación estructural realizada, los daños se pueden clasificar dependiendo de la causa que los origina.

De acuerdo a la evaluación del reporte de inspección con fecha de Septiembre de 2000, la plataforma se encuentra en buen estado, los daños detectados en elementos y accesorios no influyen en su comportamiento estructural.



Los daños reportados en la subestructura son: desprendimientos de RE-32, daños calientes y escombros metálicos en contacto con la estructura; mientras que en accesorios son: manchas de óxido, perforaciones por corrosión y una fisura en el soporte de una defensa de pierna.

La superestructura presenta corrosión ligera localizada y manchas de crudo en algunas columnas, así como corrosión ligera en algunos apoyos de puente; resultados de acuerdo a la evaluación del reporte de inspección.

DAÑOS MECÁNICOS

La plataforma no presenta daños mecánicos severos para ser tomados en cuenta en el análisis de la estructura, los daños existentes se muestran en la tabla 2.9.

La nomenclatura de los elementos es la que se indica en los planos de los reportes de inspección de la estructura.

Tabla 2.9. Daños mecánicos existentes en la plataforma de producción Temporal 1

NO.	ELEMENTO/ NODO	TIPO DE DAÑO	DIMENSIÓN (CM)	FECHA DE INSPECCIÓN	CLASIFICACIÓN
1	104-108	3 DAÑOS CALIENTES	2.5X0.8X0.6, 1.0X2.0X0.5, 12X5X1.2	SEP-2001	ME
2	108-113	2 DAÑOS CALIENTES	3.5X1.5X0.4, 4.0X1.5X0.6	SEP-2001	ME

Crecimiento Marino

El espesor máximo medido del Crecimiento Marino Duro en los niveles de arriostriamiento horizontal bajo el agua, considerado en el análisis es el que se muestra en la tabla 2.10.

Tabla 2.10. Espesor máximo medido del Crecimiento Marino Duro.

No.	LOCALIZA-CIÓN NIVEL	TIPO DE DAÑO	DIMENSIÓN (CM)	FECHA DE INSPECCIÓN	CLASI- FICACIÓN
1	PRIMERO	CREC. MAR. DURO	4.5	SEP-2001	BE
2	SEGUNDO	CREC. MAR. DURO	3.5	SEP-2001	BE
3	TERCERO	CREC. MAR. DURO	3.5	SEP-2001	BE
4	CUARTO	CREC. MAR. DURO	1.1	SEP-2001	BE

Corrosión

La plataforma presenta corrosión ligera y desprendimientos de recubrimiento anticorrosivo en algunos elementos estructurales localizados en la zona de mareas, sin embargo estos daños no son de consideración y por lo tanto serán omitidos en la modelación.



Discontinuidades

Las discontinuidades en la conexión Superestructura-Pilote-Subestructura que se han reportado en la estructura se muestran en la tabla 2.11,

NO.	LOCALIZACIÓN NIVEL	TIPO DE DAÑO	DIMENSIÓN (CM)	FECHA DE INSPECCIÓN	CLASIFICACIÓN
1	PIERNA B1	DISCONTINUIDAD	3.7	190-6-U	BE
2	PIERNA B3	DISCONTINUIDAD	1.9		BE
3	PIERNA A-1	2 DISCONTINUIDADES	4.6		BE
4	PIERNA A-2 (111)	INDICACIÓN RECHAZABLE	1.2	SEP-2001	BE
5	PIERNA A-3 (113)	3 DISCONTINUIDADES CON LONG. TOTAL DE	5.1		
6	PIERNA A-4 (114)	4 INDICACIONES RECHAZABLES CON LONG. TOTAL DE	11.4		

Tabla 2.11. Discontinuidades en la conexión Super-Pilote-Sub de la plataforma Producción Temporal 1.

Socavación y Acumulamiento

La socavación y acumulamiento existente en la plataforma se muestra en la tabla 2.12, y no serán considerados en el análisis estructural.

Tabla 2.12. Socavación y acumulamiento existente.

NO.	ELEMENTO/ NODO	TIPO DE DAÑO	DIMENSIÓN (CM)	FECHA DE INSPECCIÓN	CLASIFICACIÓN
1	509	SOCAVACIÓN	28.0	SEP-2001	BE
2	510	SOCAVACIÓN	0.0	SEP-2001	BE
3	511	SOCAVACIÓN	10.0	SEP-2001	BE
4	512	SOCAVACIÓN	21.0	SEP-2001	BE
5	501	SOCAVACIÓN	15.0	SEP-2001	BE
6	502	ACUMULAMIENTO	30.0	SEP-2001	BE
7	503	ACUMULAMIENTO	60.0	SEP-2001	BE
8	504	SOCAVACIÓN	8.0	SEP-2001	BE

Nota: La identificación de los elementos en las tablas anteriores son los indicados en los planos de los reportes de inspección.

2.3.4. ESTUDIO GEOTÉCNICO

El estudio geotécnico muestra los parámetros del suelo que serán utilizados en el análisis estructural, los parámetros requeridos del suelo se tomarán del reporte de Investigación Geotécnica más cercano a la plataforma, la figura 2.2 indica el perfil estratigráfico del estudio considerado.

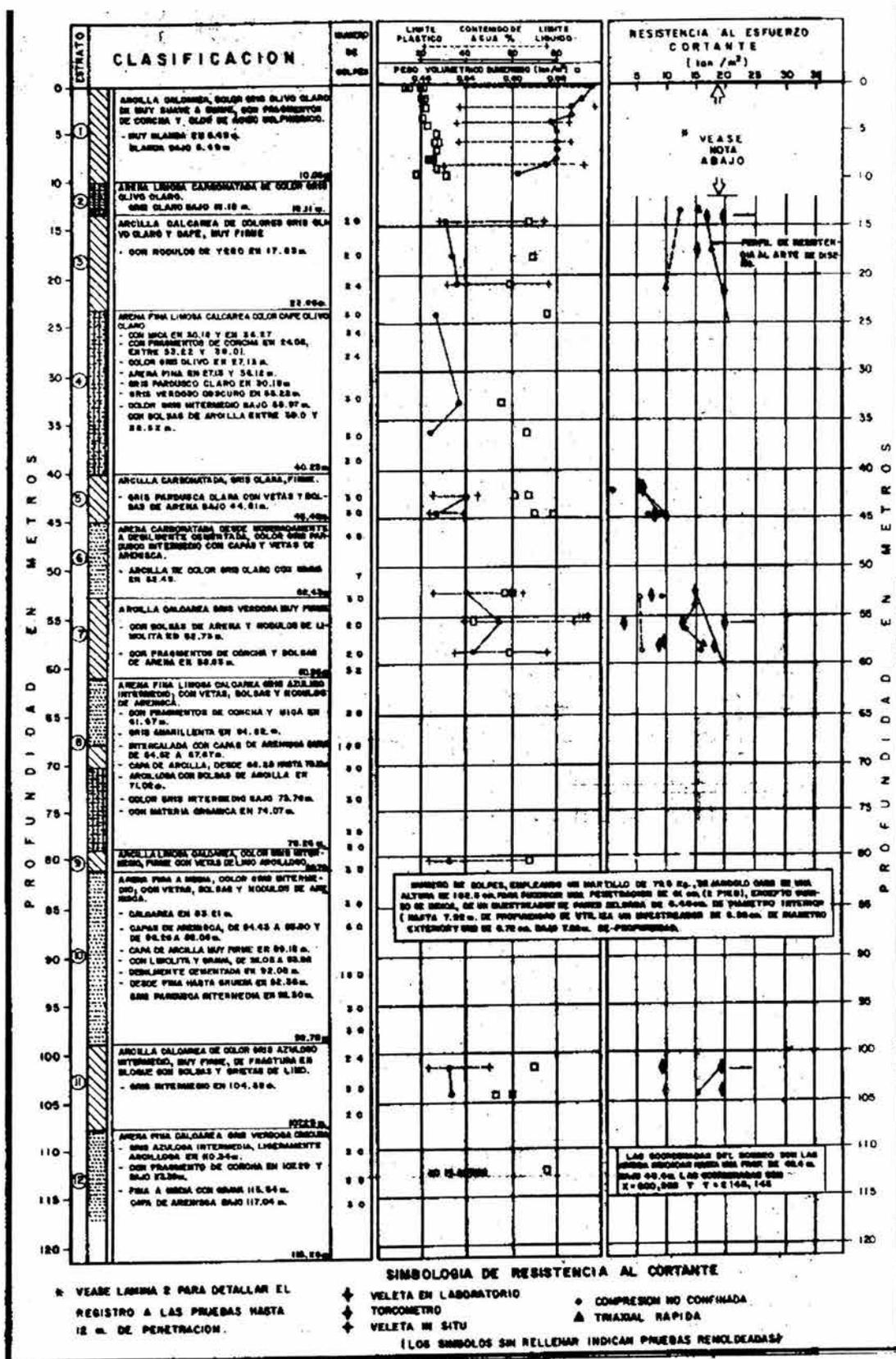


Fig. 2.2 Perfil estratigráfico.



2.3.5. REPORTE DE HINCADO DE PILOTES

Dentro de la información recopilada también es importante contar con la información referente al hincado de pilotes realizado en campo, la tabla 2.13 muestra la penetración de diseño de cada pilote comparada con la penetración real obtenida en campo, se puede observar que la penetración real para la mayoría de las piernas es menor a la de diseño excepto para la pierna B3, la máxima diferencia entre la penetración real y la de diseño es de 13 pies y se presenta en la pierna A4.

Dentro de la información obtenida de este reporte también se cuenta con la longitud de las secciones de los pilotes, peso, espesores y tipos de acero tal como se muestra en la tabla 2.14.

Tabla 2.13. Comparación entre la penetración de diseño y la real de los pilotes.

<i>PIERNA</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>	<i>A3</i>	<i>A4</i>	<i>B1</i>	<i>B2</i>	<i>B3</i>	<i>B4</i>
PENETRACION DE DISEÑO (PIES)	203	156	156	293	203	156	200	203
PENETRACION REAL (PIES)	193	148	153	190	193	148	200	190
No. DE GOLPES TOTALES.	2387	1839	2065	1860	2067	2048	2456	1920

Tabla 2.14. Propiedades de las secciones de que integran los pilotes.

<i>PILOTES</i>	<i>1a SECCION E</i>		<i>2a SECCION E</i>		<i>3a SECCION E</i>	
LONGITUD (PIES)	220	245	100	80	55	
PESO (T. C.)	89	99	47	30	20	
ESPEORES (PULGADAS)	1.25	1.25	2	1.75	1.75	
	2	2	1.75	1.25	1.5	
TIPOS DE ACERO	A 36	A 36	A 36	A 36	A 36	
	A 441	A 441	A 441			



2.3.6. PLANOS DE LOCALIZACIÓN DE EQUIPO Y LISTAS DE PESOS

Los planos recopilados se listan en la tabla 2.15.

Tabla 2.15 Relación de planos de localización general de equipo de la superestructura de la plataforma Producción Temporal 1.

PLANO	NOMBRE	FECHA	REV.
E-1A11F003-00010A	LOCALIZACIÓN GENERAL DE EQUIPO EN EL NIVEL +15.850 M.		0
E-1A11F003-00010B	LOCALIZACIÓN GENERAL DE EQUIPO EN EL NIVEL +20.760 M.		0
E-1A11F003-00010C	LOCALIZACIÓN GENERAL DE EQUIPO EN EL NIVEL +26.970 M.		0

La lista obtenida se incluye en la tabla 2.16. (a, b, c), en la cual se listan los equipos localizados en cada una de las cubiertas de la estructura así como sus pesos respectivos.

Tabla 2.16 a. Relación de peso de equipos en Primer Nivel.

CLAVE	DESCRIPCION	CARACTERÍSTICAS	No. DE UNIDADES	PEOS UNITARIO (KG)		PESO TOTAL EN OPERACIÓN (KG)
				VACIO	OPERACIÓN	
FA-310 A, B/R	TANQUE DE CONDENSADOS DE TURBINAS	D.E.=203 mm L _{S.S.} = 650 mm	3	172	188	564
FA-3401 A, B	SEPARADOR DE GAS COMBUSTIBLE	D.E.=287 mm L _{S.S.} = 450 mm	2	258	279	558
FA-3500	ACUMULADOR DE AIRE DE PLANTA	D.E.=955 mm L _{S.S.} = 3000 mm	1	2001	2190	2190
FA-3501	ACUMULADOR DE AIRE DE INSTRUMENTOS	D.E.=955 mm L _{S.S.} = 3000 mm	1	2001	2190	2190
FA-3502	TANQUE DE ALMACENAMIENTO DE AIRE DE INSTRUMENTOS	D.E.=609 mm L _{S.S.} = 890 mm	1	670	692	692
FA-3751	TANQUE DE DESFOGE DE ALTA PRESIÓN	D.E.=2120 mm L _{S.S.} = 6620 mm	1	13508	30706	20803
FA-3752	TANQUE DE DESFOGE DE BAJA PRESIÓN	D.E.=609 mm L _{S.S.} = 890 mm	1	7333	13774	13774
GA-3001	MOTOBOMBA CONTRA INCENDIO No.1	Q= 1500 GPM	1	2575	2850	2850
GA-3002	MOTOBOMBA CONTRA INCENDIO No.2	Q= 1500 GPM	1	2575	2850	2850
GA-3003	MOTOBOMBA CONTRA INCENDIO No.3	F/S	1	2575	2850	2850
GA-310 A, B/R	TURBOBOMBA DE CRUDO	Q= 70 000 GPM	3	22000	24200	72600
GA-3102	MOTOBOMBA DE CRUDO	Q= 50 000 GPM	1	3630	3730	3730
GB-3500 / R	COMPRESORES DE AIRE DE INSTRUMENTOS	ΔP= 8 Kg/cm ²	2	10000	10700	21400
HR-3190	TRAMPA DE DIABLOS LLEGADA AKAL-E	36"x24"	1	45000	48000	48000
PA-3500	PAQUETE DE SECADO DE AIRE DE INSTRUMENTOS	Q=68.2 SCSM	1	1900	2090	2090
PA-3601	PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS NEGRAS	F/S	1	1500	3500	932
S/C	CUARTO DE CONTROL DE TURBINAS	L=5045 mm A=3150 mm H=2500mm	1	7782	7982	7982
S/C	CUARTO DE OPERACIÓN DE TURBOBOMBAS	L=7460 mm A=3740 mm H=2500mm	1	11180	11380	11380
S/C	ANEXO CUARTO DE OPERACIÓN DE TURBOBOMBAS	L=2300 mm A=980 mm H=2500mm	1	2091	2291	2291
S/C	BOTE SALVAVIDAS	L=8521 mm A=2800 mm	1	13898	17098	17098
S/C	CENTRAL HIDRAULICA		1	500	1000	1000



Tabla 2.16 b. Relación de peso de equipos en Segundo Nivel.

CLAVE	DESCRIPCION	CARACTERÍSTICAS	No. DE UNIDADES	PEOS UNITARIO (KG)		PESO TOTAL EN OPERACIÓN (KG)
				VACIO	OPERACIÓN	
FA-301	TANQUE SEPARADOR PRIMERA ETAPA	D.E.=2000 mm L.S.S.= 11340 mm	1	15687	41907	41907
FA-3500 / 3501	TANQUE DE AIRE	D.E.=762 mm L.S.S.= 1680 mm	2	1154	1160	2320
FB3801	TANQUE DIESEL	L.S.S.= 1510 mm H= 680 mm	1	477	1315	1315
GB-3501	COMPRESOR DE ARRANQUE	N.D	1	1514	1609	1609
GE-3901	MOTOGENERADOR	1500 Kw L.S.S.= 11340 mm	1	9980	10300	10300
PA-3101	PAUQUETE DE MEDICION		1	16200	17820	17820
S/C	LABORATORIO QUIMICO DE CONTROL DE CALIDAD	L=12080 mm A=3050 mm H=2500 mm	1	6000	15134	15134

Tabla 2.17 c. Relación de peso de equipos en Tercer Nivel.

CLAVE	DESCRIPCION	CARACTERÍSTICAS	No. DE UNIDADES	PEOS UNITARIO (KG)		PESO TOTAL EN OPERACIÓN (KG)
				VACIO	OPERACIÓN	
FA-3105	SEPARADOR DE ACEITE LIGERO DE EK-BALAM	D.E.=3420 mm L.S.S.= 9480 mm	1	31452	95548	95548
FA-3102	RECTIFICADOR DE PRIMERA ETAPA	D.E.=1940 mm L.S.S.= 6110 mm	1	11488	24781	24781
FA-3103	SEPARADOR DE SEGUNDA ETAPA	D.E.=2650 mm L.S.S.= 10510 mm	1	22574	65238	65238
FA-3104	SEPARADOR DE SEGUNDA ETAPA	D.E.=1840 mm L.S.S.= 6110 mm	1	10631	22588	22588
FA-3106	SEPARADOR DE ACEITE LIGERO	D.E.=1840 mm L.S.S.= 6110 mm	1	10631	22588	22588
FB-3800	TANQUE DE DIESEL	D.E.=1840 mm L.S.S.= 1540 mm	1	996	3813	3813
S/C	CUARTO DE BATERIAS	L=3271 mm A=2264 mm H=2500 mm	1	1347	1347	1347
S/C	CENTRO DE CONTROL DE MOTORES BAJA TENSION	L=5093 mm A=1316 mm H=2500 mm	1	1590	1590	1590
S/C	CARGADOR DE BATERIAS	L=722 mm A=722 mm	1	2033	2033	2033
S/C	TABLERO DE INTERRUPTORES	L=2408 mm A=2500 mm	1	3730	3730	3730
S/C	CUARTO DE CONTROL DE MOTORES DE ALTA Y BAJA TENSION		1	1200	1200	1200
S/C	CENTRO DE CARGA DE ALTA TENSION	L=8860 mm A=1000 mm	1	6700	6700	6700
S/C	ANEXO CENTRO DE CARGA DE ALTA TENSION	L=2994 mm A=1000 mm	2	5500	5500	5500
S/C	TABLERO UPS	L=1764 mm A=1237 mm	1	4280	4280	4280
S/C	TABLERO	L=722 mm A=722 mm	1	3730	3730	3730
S/C	PATIN	L=3440 mm A=3440 mm	3	5000	7000	21000
S/C	CASETA DE OPERARIO	L=1020 mm A=460 mm	1	350	350	350



2.4. INICIADORES DE EVALUACIÓN

Con el fin de determinar inicialmente el alcance de la evaluación para la plataforma, es necesario determinar los cambios que ésta ha sufrido durante su vida en operación.

De acuerdo con la información recopilada son relevantes los siguientes cambios:

2.4.1. INCREMENTO DE EQUIPOS Y/O TUBERÍAS

En el reporte de inspección con fecha del 6 al 7 de septiembre del 2002, se indica la existencia de un ducto ascendente de 22" de diámetro recientemente instalado sobre la pierna B-4, el cual será tomado en cuenta en este análisis estructural.

2.4.2. INCREMENTO DE CARGAS O DECREMENTO DE LA CAPACIDAD

Existe un incremento de cargas ambientales asociadas al oleaje y corriente debido a la adición del ducto ascendente de 22" de diámetro instalado sobre la pierna B-4, además se cuenta con la información actualizada de equipo instalado sobre las cubiertas de la superestructura.

2.4.3. ALTURA INADECUADA DE LA CUBIERTA INFERIOR

La elevación real del paño inferior de las traveses de la cubierta inferior es igual a 14.500 m la cual resulta menor a la altura de referencia de 16.500 m, para una plataforma de categoría de exposición de **muy altas consecuencias de falla**, según lo especifica la Norma de Referencia NRF-003-PEMEX-2000.

De acuerdo a los resultados de la revisión de iniciadores de evaluación, la plataforma requiere inicialmente de un análisis estructural elástico a nivel de diseño y posteriormente un análisis de Resistencia Última.



2.5. ANÁLISIS ELÁSTICO A NIVEL DE DISEÑO

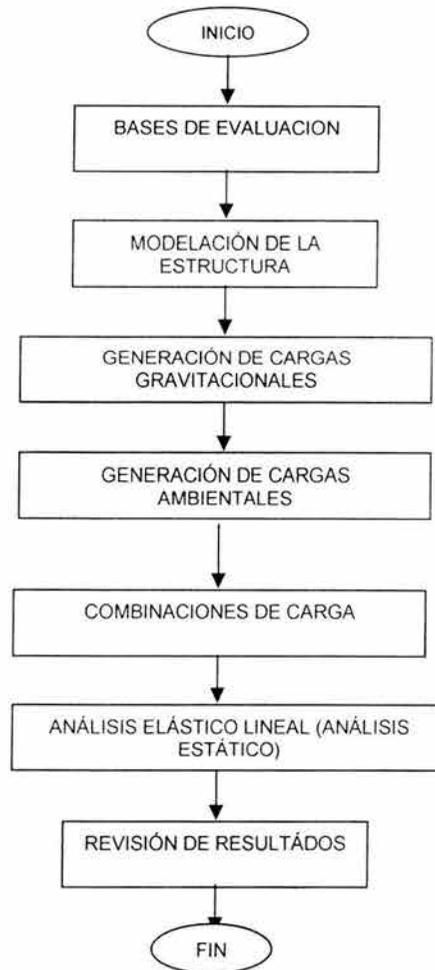


Fig. 2.3. Diagrama de flujo para el análisis elástico a nivel de diseño.

El análisis en el rango elástico se realizará utilizando un modelo integrado de superestructura, subestructura, y pilotes. El análisis considerará el comportamiento del sistema no lineal suelo - pilote- estructura bajo cargas ambientales y gravitacionales.

Este análisis establecerá la condición crítica de operación de la plataforma, y servirá como información de referencia de la condición de esfuerzos y deformaciones de la plataforma en condiciones de operación.

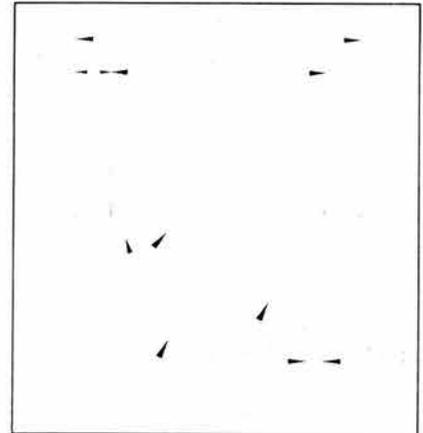
Además se tomarán en cuenta los daños significantes mencionados en los reportes de inspección, se considerará cualquier reparación realizada a las estructura. La Fig. 2.4 muestra los elementos marcados como rellenos de cemento en la subestructura, mismos que se modelan con su sección equivalente, de acuerdo al siguiente procedimiento:



Calculo de la sección equivalente de elementos tubulares cementados al 100%

Datos:

Diámetro exterior D =	18 "	45.72 cm
Espesor t =	0.625 "	1.5875 cm
F'c =	2843 (psi)	200 kg/cm ²
peso volumetrico del concreto W =	131 (lb/ft ³)	
D _(interior) =	16.75 (in)	



Cálculos:

Area diámetro exterior AD =	254.46 in ²	1641.73 cm ²
Area diámetro interior Ac =	220.35 in ²	1421.63 cm ²
Area del tubo As =	34.115 in ²	220.101 cm ²

Modulo de elasticidad del cementante Ec=8000 (f'c) =	17536.27 in ²	113137 cm ²
--	--------------------------	------------------------

Modulo de elasticidad del acero Ea =	316045.6 in ²	2039000 cm ²	n = Ec / Ea =	0.055486
--------------------------------------	--------------------------	-------------------------	---------------	----------

Area de acero equivalente Aeq = Ac*n =	12.2266347 in ²	78.8813564 cm ²
--	----------------------------	----------------------------

sabemos que : $A_{eq} = \frac{\pi(d^2 - d_2^2)}{4}$ despejando: $d_2 = \frac{(d^2 - 4A_{eq})}{\pi}$

$d_2 = 16.27866902 \text{ in} \quad 41.34781932 \text{ cm}$

Espesor de acero equivalente $t_{eq} = (D - d_{eq})/2 =$	0.860 in	2.186 cm
--	----------	----------

Espesor total T = $t_{eq} + t =$	1.485 in	3.773 cm
----------------------------------	----------	----------

SECCION EQUIVALENTE:

DIÁMETRO =	18 "	45.72 cm
ESPESOR =	1.486 "	3.774 cm

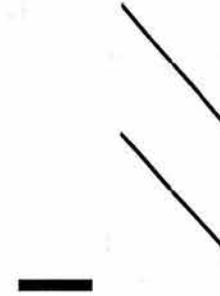


Fig. 2.4. Relación de elementos marcados como rellenos de cemento en la subestructura (ejes A y B).

2.5.1. MODELO ESTRUCTURAL

Para la realización de los análisis, se integrará un modelo con superestructura, subestructura y pilotes. Se representaran las propiedades de los estratos que forman el suelo y se incluirán en los análisis considerando la interacción con la cimentación.

Para el desarrollo de este análisis, mediante el empleo del programa PRECEDE (Ref. 7) se generó un modelo tridimensional de la plataforma en el cual se modelaron a detalle las secciones estructurales indicadas en los planos de diseño.

Se elaboró un archivo de datos el cual representa un modelo a base de nodos y elementos, en el cual se incluyeron tanto elementos principales como secundarios que forman la superestructura, la subestructura y la porción de pilotes dentro de las piernas hasta el nivel de línea de lodos, se modelaron con suficiente detalle para representar cada elemento para la generación de fuerzas de ola y de masa. Los ánodos se tomaron en cuenta aplicando factores de forma en los elementos correspondientes para generar las cargas de oleaje y corriente. El modelo se detalló lo suficiente para representar adecuadamente el peso de la estructura, su rigidez y áreas proyectadas. El espesor de pared de todos los miembros en la zona de mareas se modeló con $\frac{1}{4}$ de pulgada menos que el que se muestran en los planos de diseño, esto solo para efectos de rigidez de la estructura.

Este modelo esta definido por nodos con coordenadas en un marco de referencia cartesiano derecho XYZ, y por elementos definidos por dos nodos correspondientes a sus extremos, además se modelan las secciones y sus propiedades inerciales, así como los materiales y sus propiedades mecánicas (módulo de elasticidad, resistencia a la fluencia, etc.) que componen cada elemento, (Fig. 2.6a, 2.6 b y 2.6 c).



Las propiedades de los elementos dañados/reparados incluidas en los análisis se modificarán de tal manera que representen su rigidez relativa. Todos los elementos, dañados o no, se modelarán para cuantificar cargas de oleaje y gravedad.

Debido a las características del programa empleado, se elaboró un segundo archivo de datos el cual contiene las propiedades de los pilotes que se encuentran hincados en el suelo marino a partir de la línea de lodos, así como las propiedades mecánicas de los estratos que componen el suelo hasta la profundidad de hincado de los pilotes.

En el modelo se incluyen las cargas gravitacionales de la estructura principal y estas son combinadas con las cargas debidas a viento y oleaje que inciden sobre la estructura en diferentes direcciones (ver figura 2.5), estas direcciones son $+X$ (0°), $+X +Y$ (45°), $+Y$ (90°), $-X +Y$ (135°), $-X$ (180°), $-X -Y$ (225°), $-Y$ (270°), $+X -Y$ (315°) y están dadas respecto al sistema global de ejes de la plataforma las cuales son obtenidas con ayuda del programa SEASTATE (Ref. 7 y 5) aplicando los parámetros indicados en la Norma NRF-003-PEMEX-2000, Evaluación y Diseño de Plataforma Marinas fijas en la Sonda de Campeche (Ref. 3) y las recomendaciones del API RP 2A Edición 20 (Ref. 4).

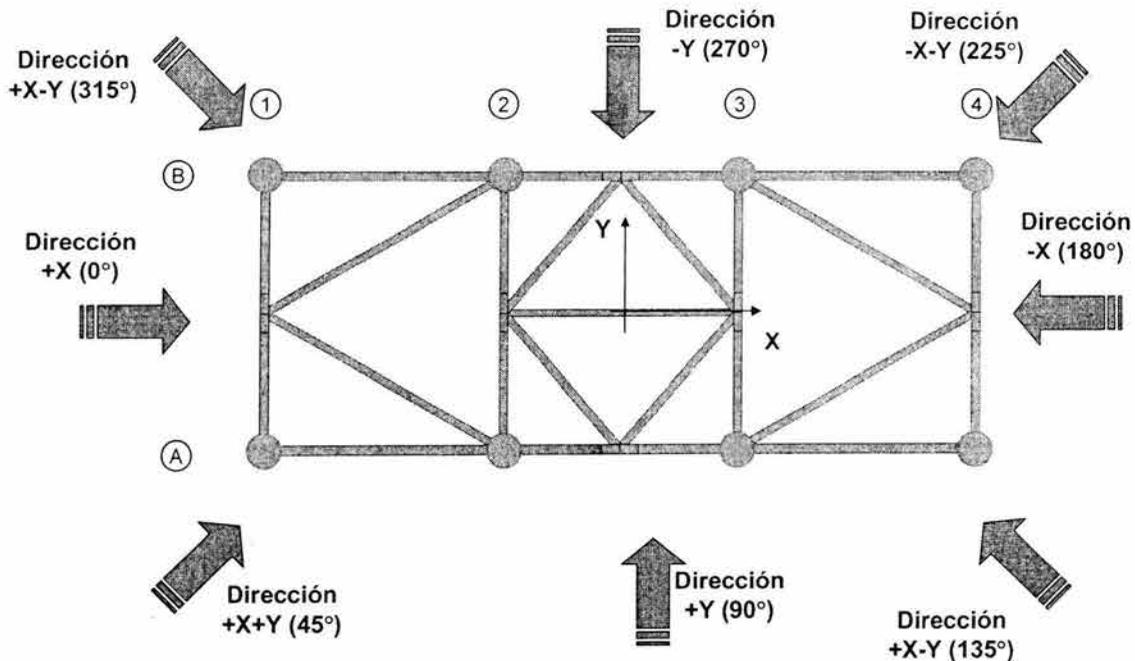


Fig. 2.5. Direcciones de Análisis en condiciones de tormenta.

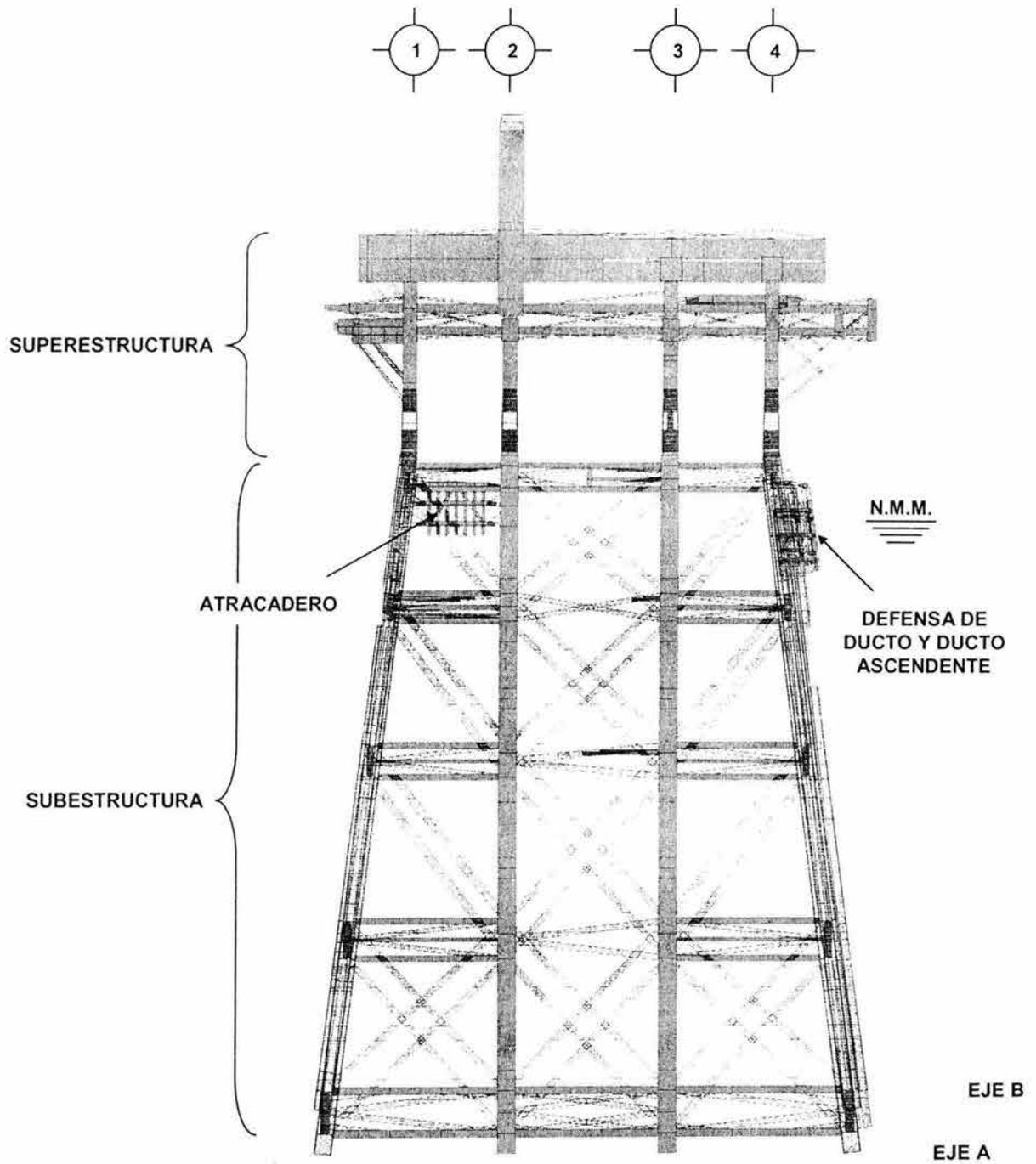
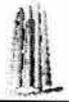


Fig. 2.6 a. Elevación de la estructura principal de la plataforma Producción Temporal 1.

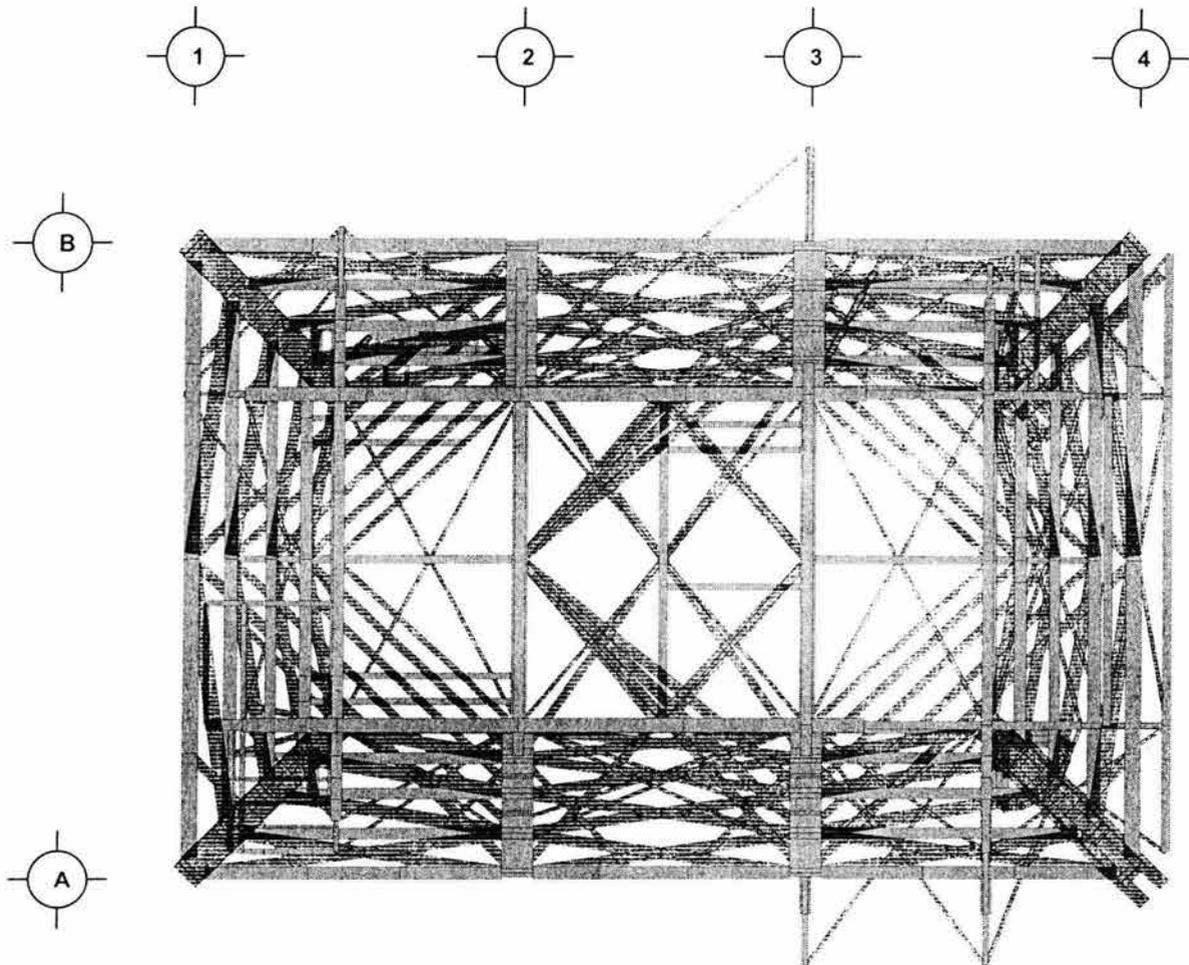


Fig. 2.6 b. Vista en planta de la estructura principal de la plataforma de Producción Temporal 1.

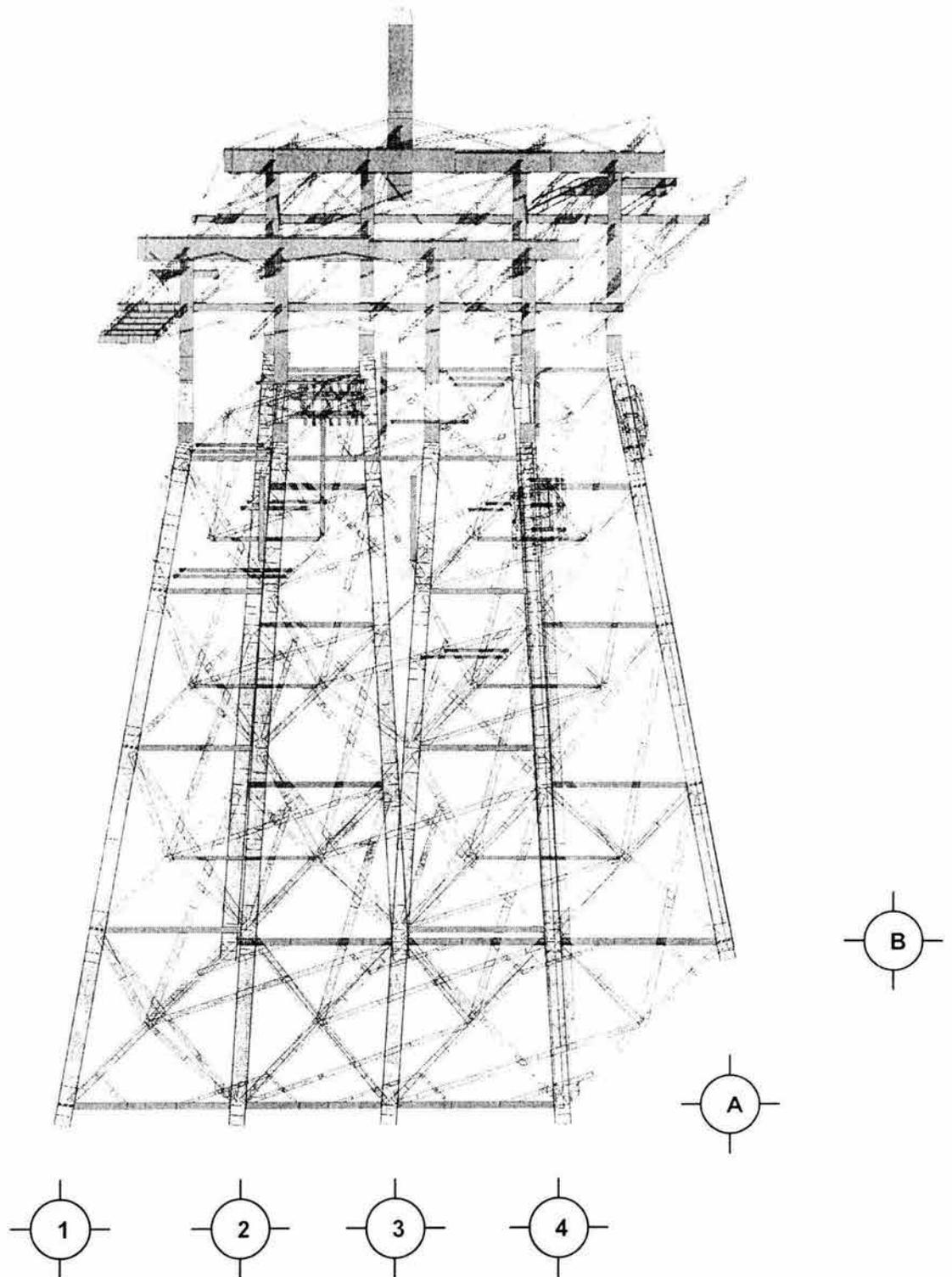


Fig. 2.9 c. Isométrico de la estructura principal de la plataforma Producción Temporal 1.



2.5.2. CARGAS

2.5.2.1. GENERACION DE CARGAS GRAVITACIONALES

2.5.2.1.1. PESO PROPIO DE LA ESTRUCTURA

Peso propio de la estructura asociado al efecto de la gravedad sobre la masa de los elementos principales que forman el modelo tanto de la superestructura como de la subestructura y pilotes, los cuales constituyen la estructura principal de la plataforma, generalmente esta carga es generada automáticamente por el programa de análisis estructural empleado. El peso propio generalmente es calculado considerando longitudes de elementos entre intersección de ejes centroidales, si el programa lo permite deberá hacerse el ajuste para tomar distancias a paños. Se debe considerar el peso asociado a espesores nominales de la sección transversal de los perfiles, excepto para aquellos casos en donde se documente reducción de espesores por corrosión.

2.5.2.1.2. CARGAS MUERTAS

En la modelación de la estructura de una plataforma resulta poco práctico incluir todos los elementos estructurales asociados a accesorios y misceláneos.

Todos aquellos elementos que no se contemplan dentro de la condición de peso propio de la estructura y que son de carácter permanente, son tomados en cuenta como cargas muertas. Se encuentran dentro de estas cargas, aquellas producidas por los sistemas de piso y demás elementos secundarios de la superestructura. También debe considerarse el peso asociado a tuberías de producción, instalaciones eléctricas, sistema de agua contra incendio, etc.

Se aplicará una carga uniforme de 150kg/m^2 en la cubierta estructural (nivel de servicios) de la plataforma, esta carga cubre los pesos de las tuberías de servicios, cableado de servicios, charolas eléctricas, drenajes de equipos, esta carga será empleada tanto en los análisis elásticos como de Resistencia última.

En los análisis, la carga muerta de la estructura se incrementará en un 3% debido principalmente por fabricación de la estructura y tolerancias de fabricación en los elementos.

2.5.2.1.3. CARGAS VIVAS

Se consideran como cargas vivas aquellas que no son de carácter permanente producidas tanto por la tripulación de la plataforma como por material, herramientas, pequeños equipos temporales, etc., que generalmente ocupan áreas abiertas por períodos poco prolongados. Se deberán emplear valores de carga viva distribuida y factores de reducción de carga validados tanto por normas o especificaciones, o bien por la práctica asociada a la industria.

Se aplicará una carga uniforme de 250 kg /m^2 en toda área abierta de la cubierta nivel (+) 15.850 m, y cubierta nivel (+) 20.749 m.



2.5.2.1.4. CARGAS DE EQUIPO

La cantidad y tipo de equipo colocado sobre la(s) cubierta(s) de la plataforma depende básicamente del servicio que presta la estructura. Para efectos de evaluación estructural, es importante contar con el(los) plano(s) de localización general de equipo, así como lista de pesos de los equipos en la condición de operación y en la condición de vacíos. Si se pretende colocar equipos futuros a la fecha de la evaluación, se debe considerar el peso y localización de los mismos en el análisis. Las cargas producidas por los equipos deben transmitirse a la estructura principal de la(s) cubierta(s), discretizarse y agruparse en una condición de carga (ver Fig. 2.19-2.21, tabla 2. 19)

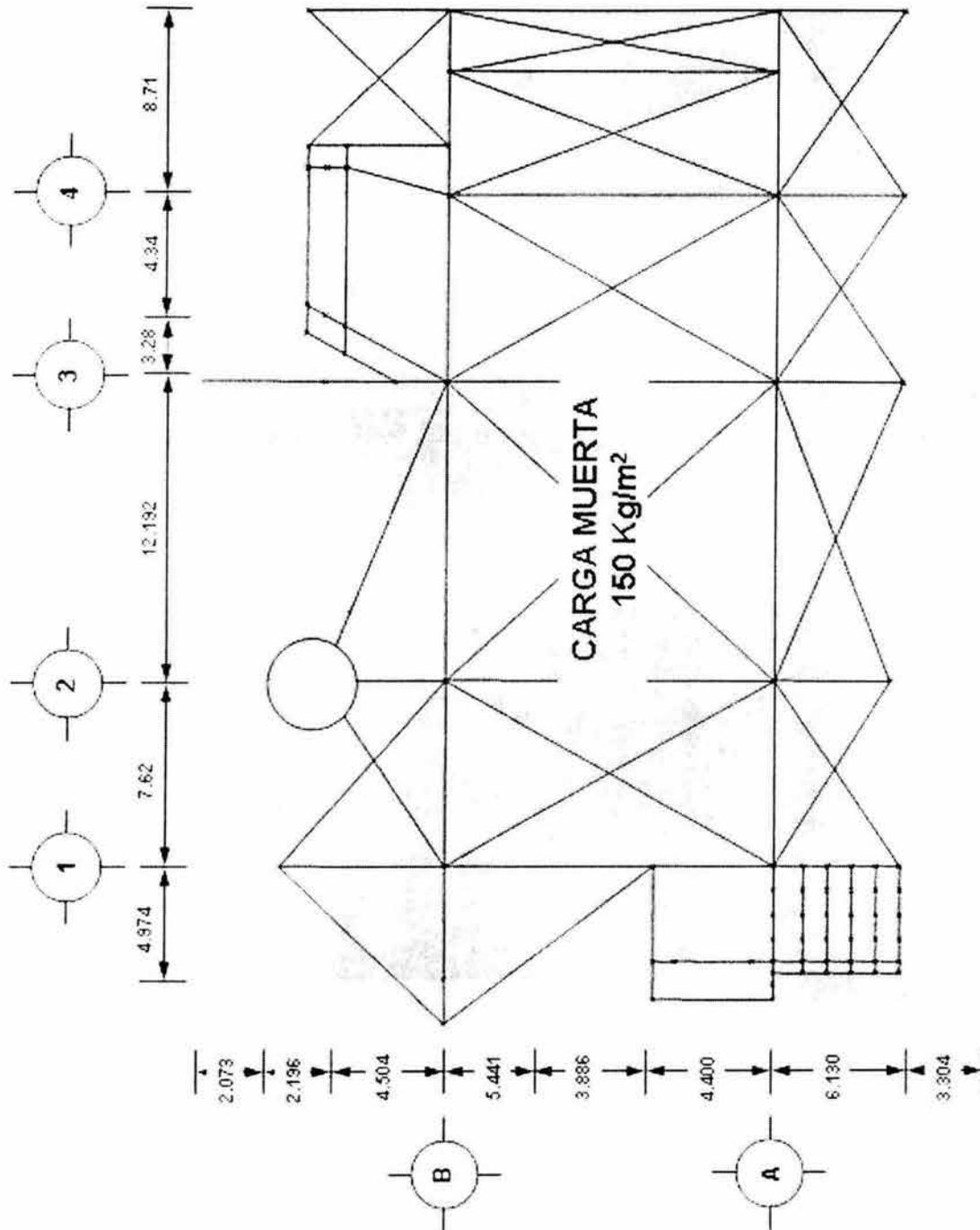


Fig. 2.10. Áreas Consideradas para Carga Muerta Sobre Cubierta en Elev. +15.850 m.

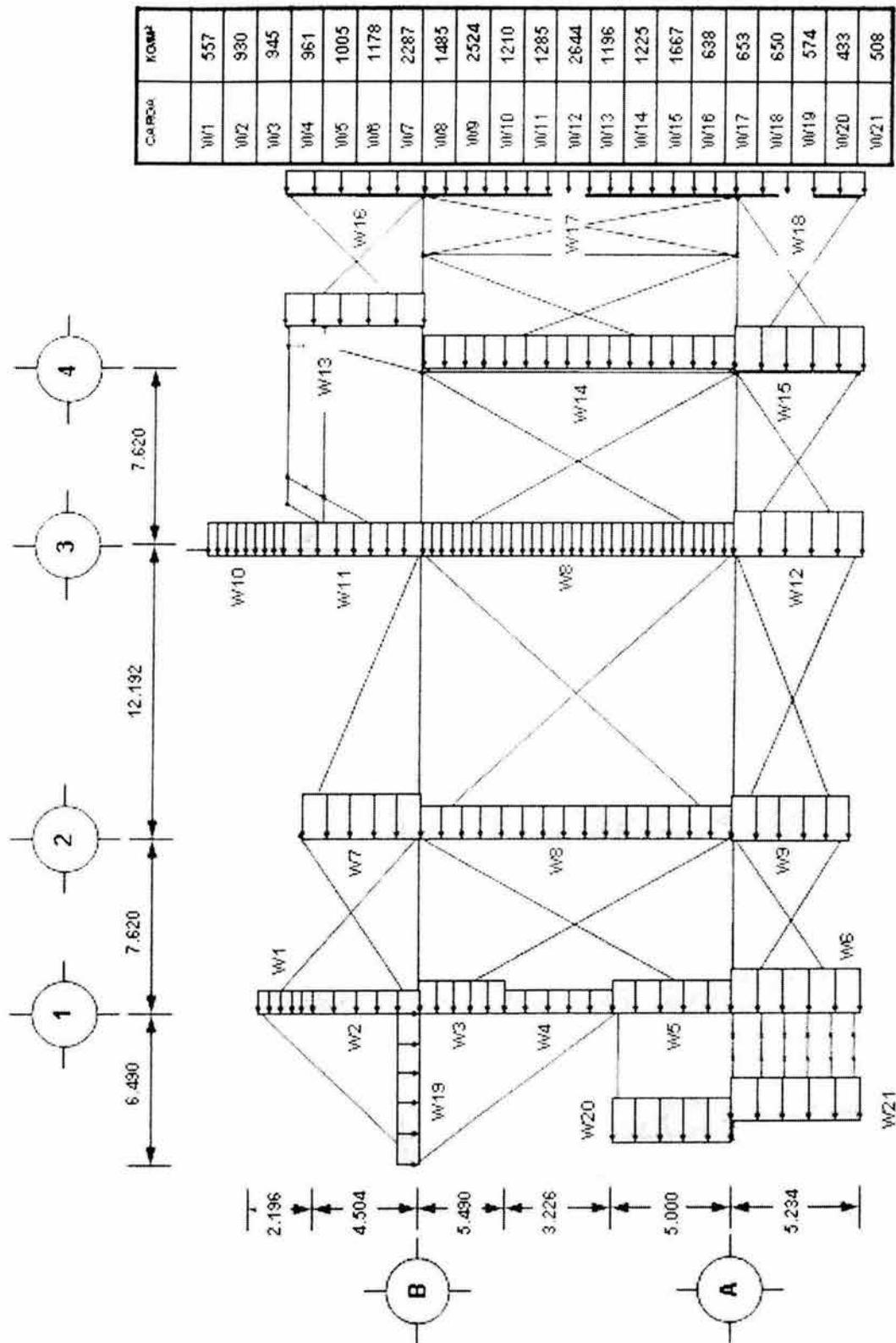


Fig. 2.11. Distribución de Carga Muerta Sobre Cubierta en Elev. +15.850 m.

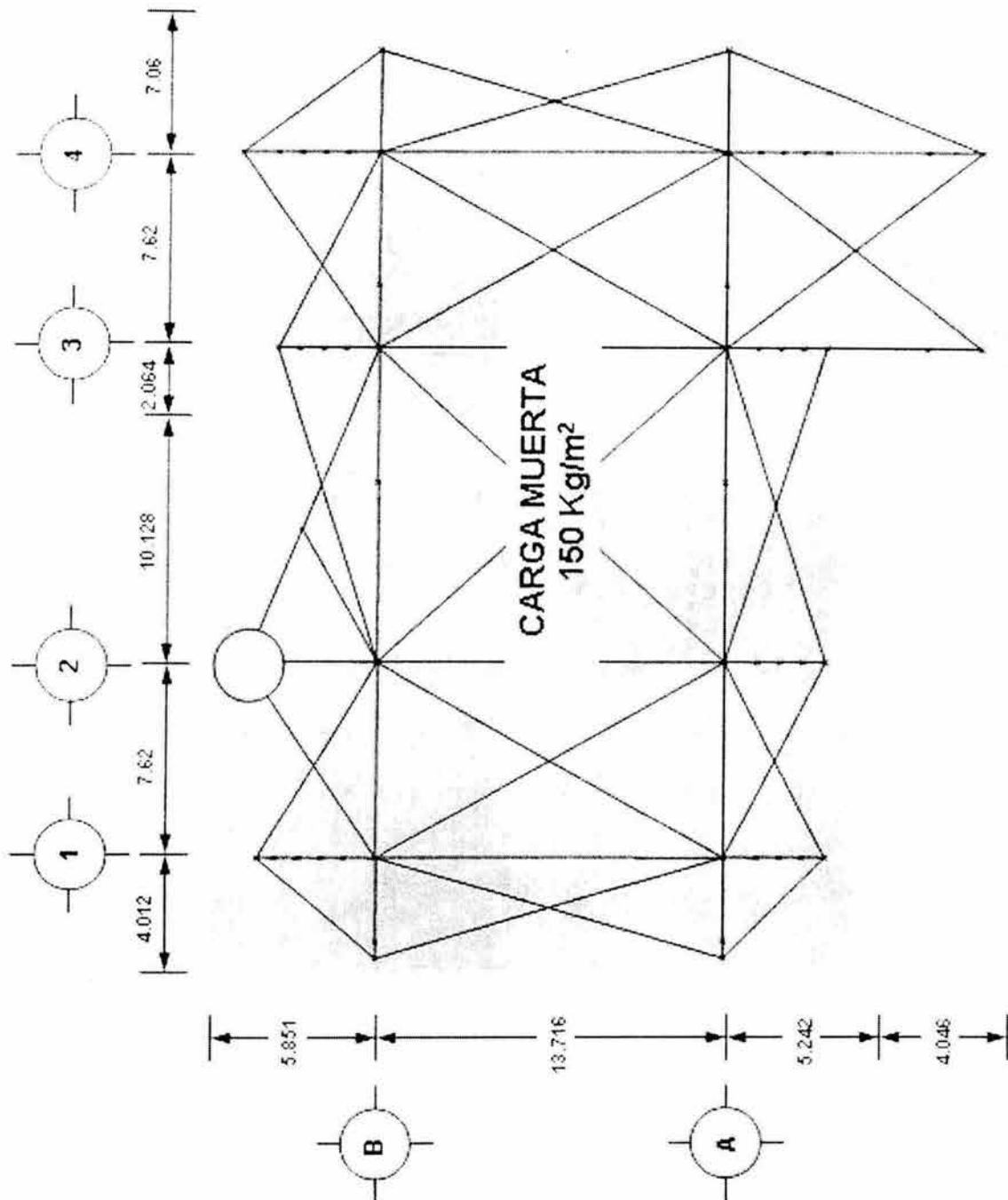


Fig. 2.12. Áreas Consideradas para Carga Muerta Sobre Cubierta en Elev. +20.749 m.

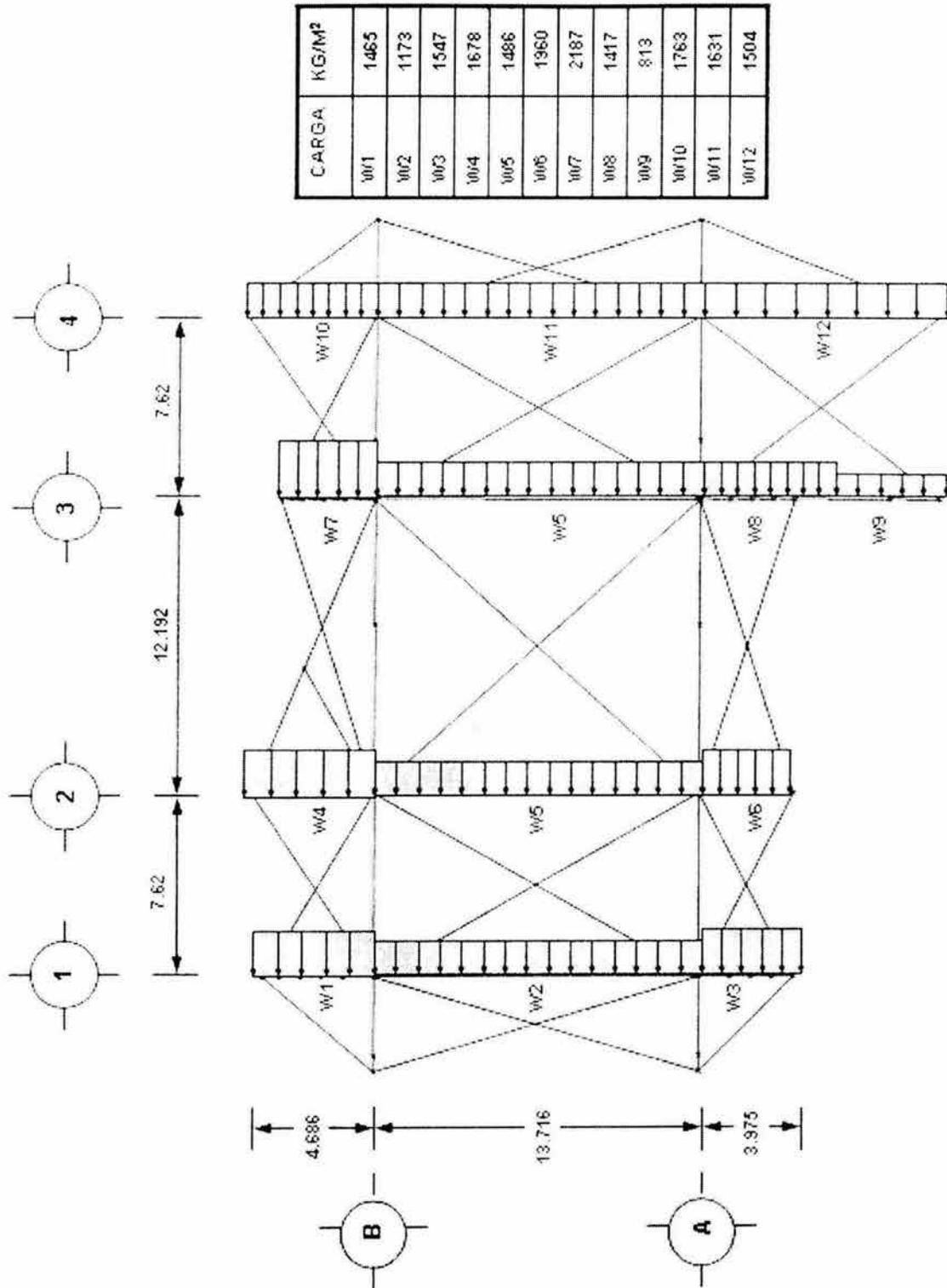


Fig. 2.13. Distribución de Carga Muerta Sobre Cubierta en Elev. +20.749 m.

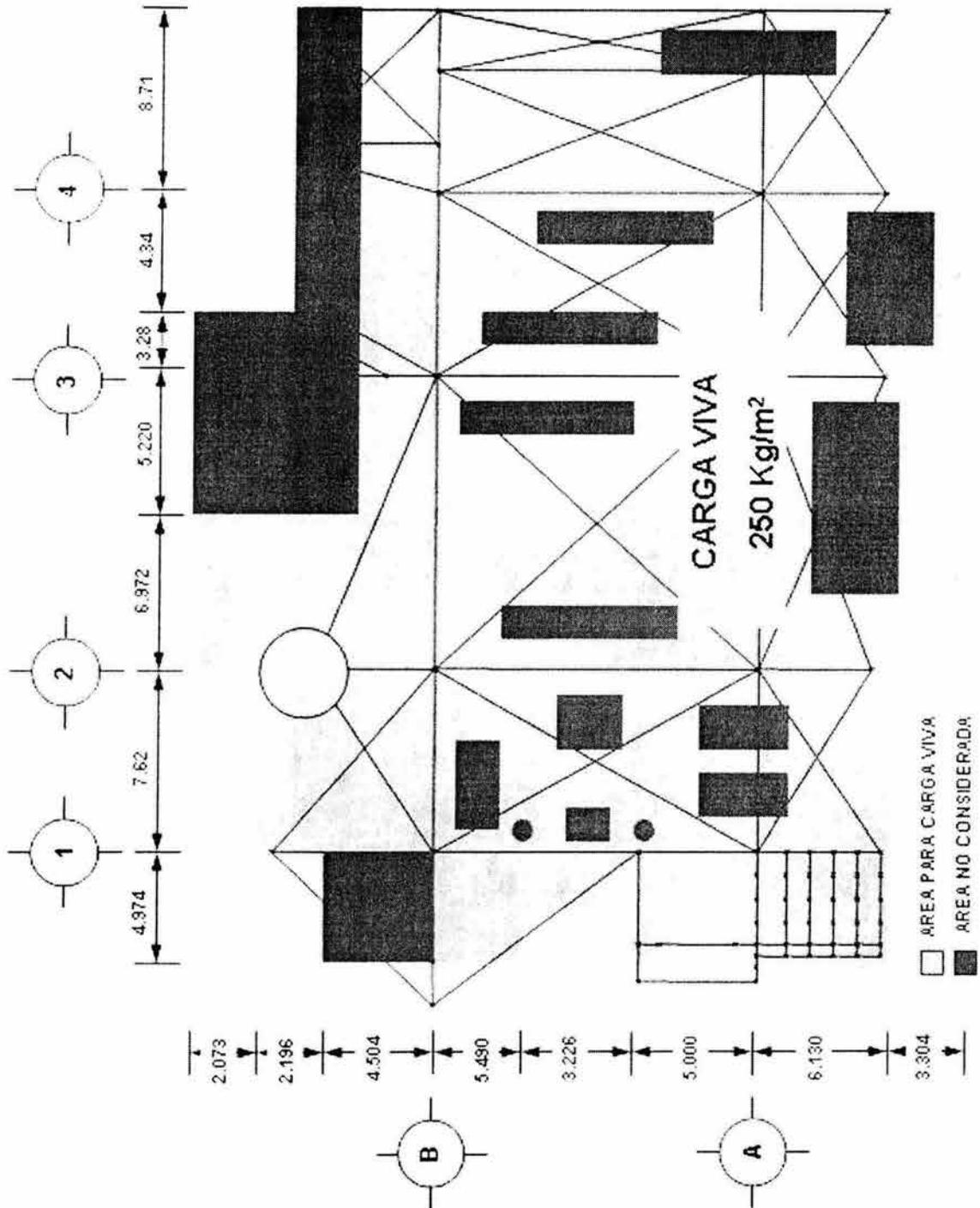


Fig.2.14. Áreas Consideradas para Carga Viva Sobre Cubierta en Elev. +15.850 m.

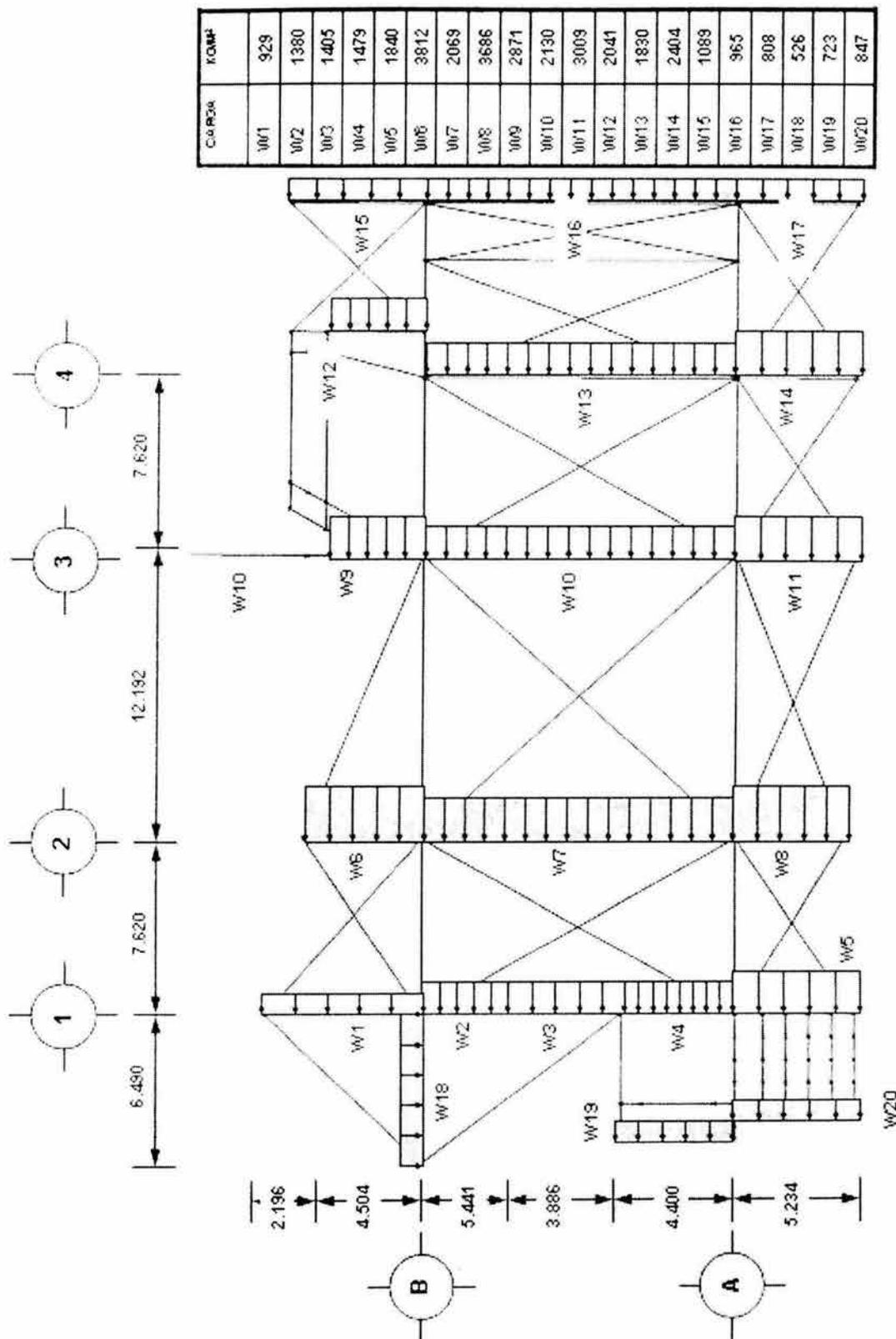


Fig. 2.15. Distribución de Carga Viva Sobre Cubierta en Elev. +15.850 m.

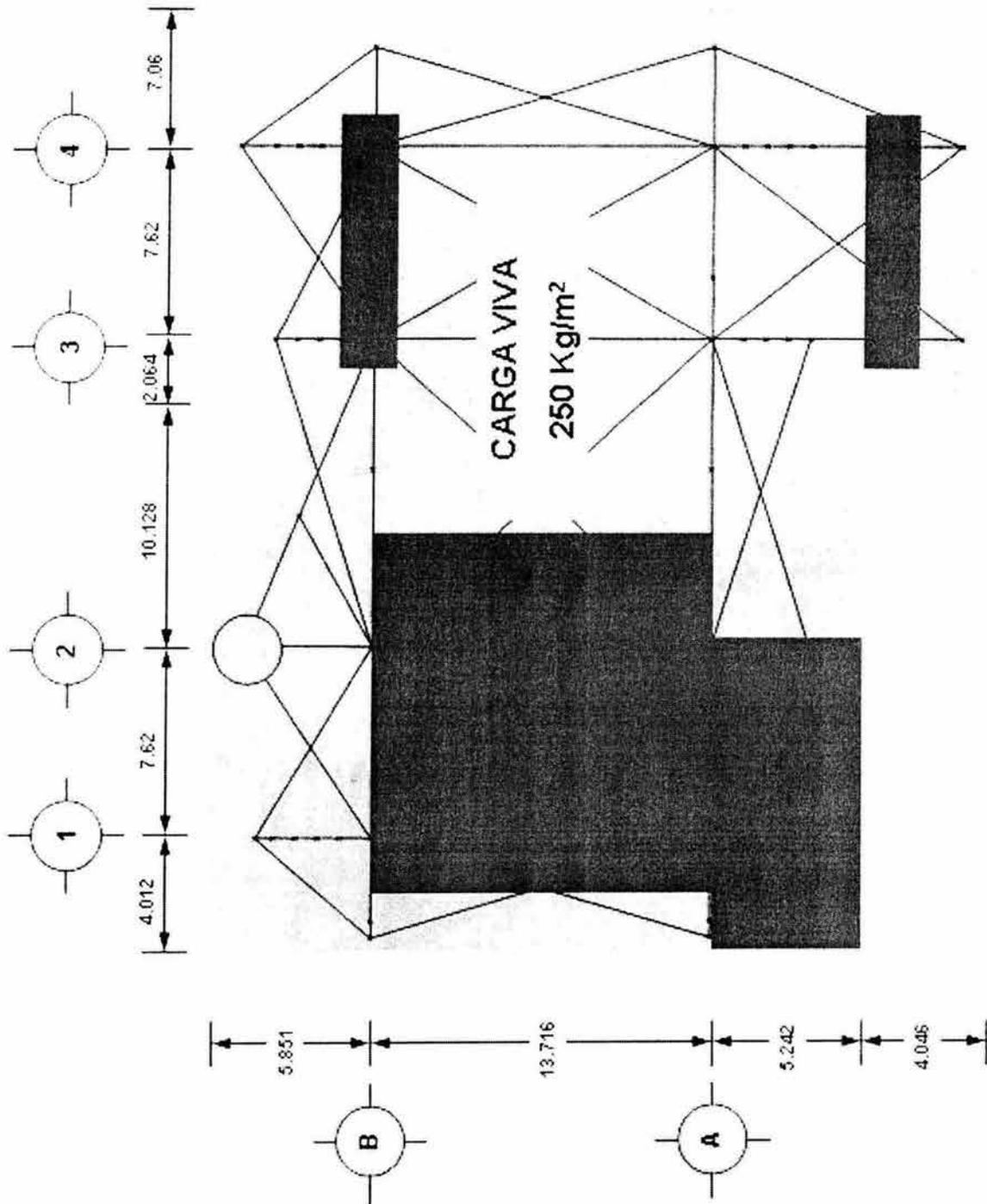


Fig. 2.16. Áreas Consideradas para Carga Viva Sobre Cubierta en Elev. +20.749 m.

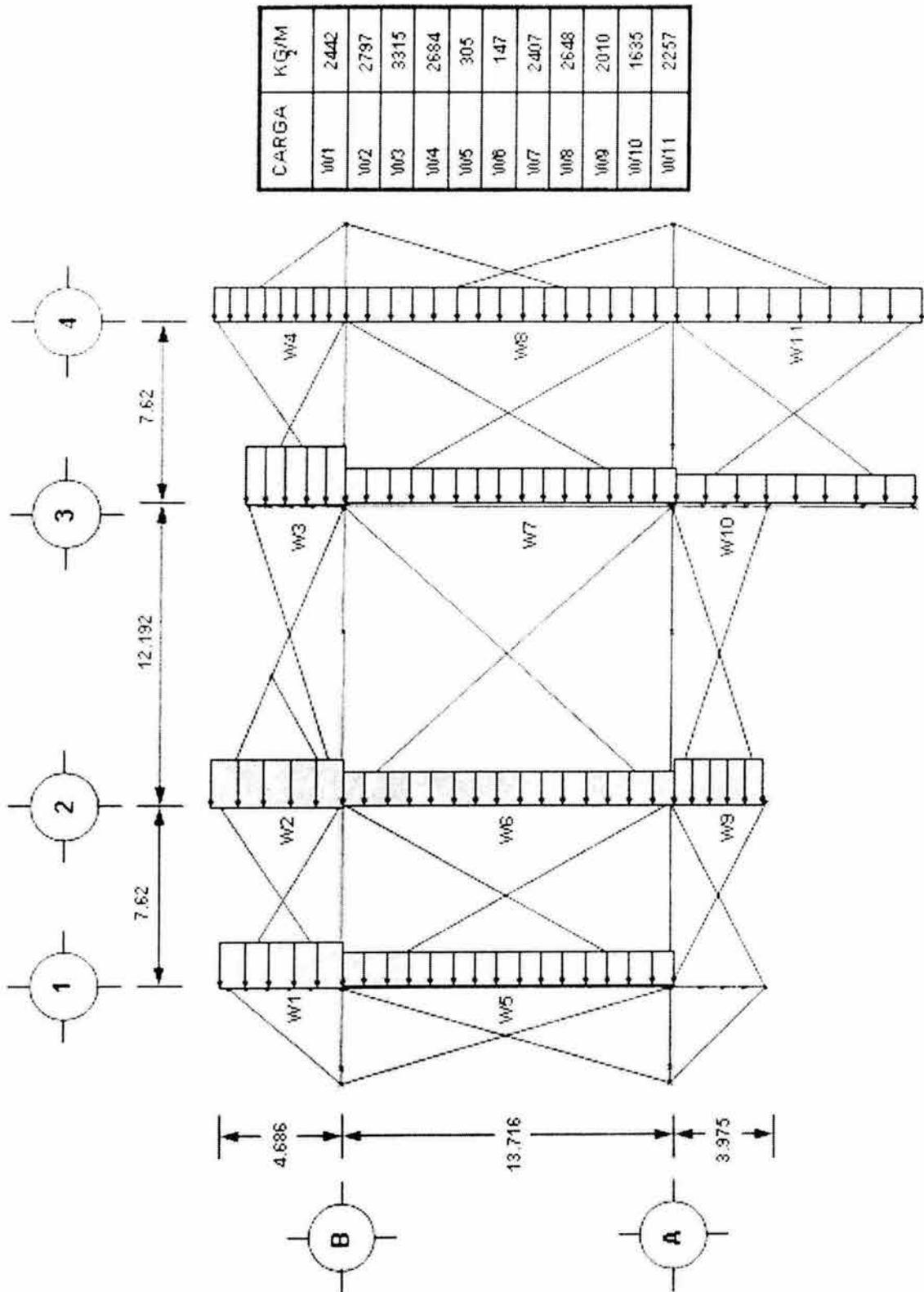


Fig. 2.17. Distribución de Carga Viva Sobre Cubierta en Elev. +20.749 m.

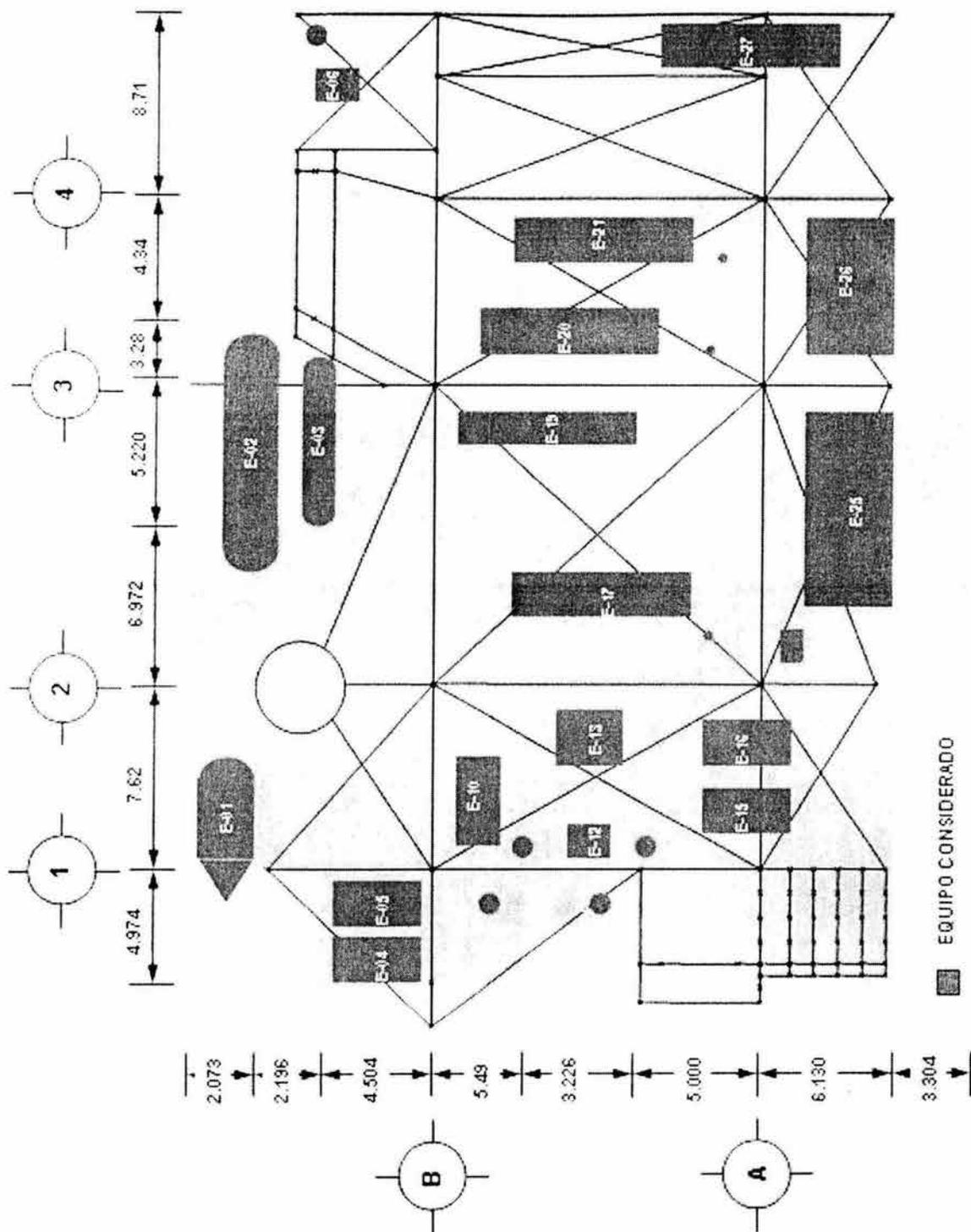


Fig.2.18. Distribución de Equipo Sobre Cubierta en Elev. +15.850 m.



Tabla 2.18. Resumen de cargas Elev. +15.850 m.

EQUIPO	DESCRIPCIÓN	TIPO DE CARGA APLICADA	EJE SOBRE EL QUE SE APLICA	CARGA EN KG O KG/M2	LOCALIZACIÓN
E-01	BOTE SALVAVIDAS	CONCENTRADA	EJE 1	17098	A 6.87 DE EJE B
E-02	FA-3751	CONCENTRADA	EJE 3	20803	6.15 M DE B3
E-03	FA-3752	CONCENTRADA	EJE 3	13774	3.45 M DE B3
E-04	MOTOBOMBA CONTRA INCENDIO	DISTRIBUIDA	EJE 1	208	0 A 6.87 DE EJE B
			EJE B	220	0 A 6.49 DE EJE 1
E-05	MOTOBOMBA CONTRA INCENDIO	DISTRIBUIDA	EJE 1	208	0 A 6.87 DE EJE B
			EJE B	220	0 A 6.49 DE EJE 1
E-06	CENTRAL HIDRAULICA	CONCENTRADA	EJE 4	500	3.95 DE EJE B
			VOLADO	500	3.95 DE EJE B
E-07	FA-3502	CONCENTRADA	VOLADO	692	4.26 DE EJE B
E-08	FA-3401B	CONCENTRADA	EJE 1	558	3.57 DE EJE B
E-09	FA-3401A	CONCENTRADA	EJE 1	558	7.38 DE EJE B
E-10	GA-3003	CONCENTRADA	EJE 1	1874	1.39 DE EJE B
			EJE 2	976	1.39 DE EJE B
E-11	FA-3501	CONCENTRADA	EJE 1	2190	5.08 DE EJE B
E-12	PA-3500	CONCENTRADA	EJE 1	2090	6.91 DE EJE B
E-13	GB-3500/R	DISTRIBUIDA	EJE 1	3786	DE 5.5 A 8.0 DEL EJE B
			EJE 2	4774	DE 5.5 A 8.0 DEL EJE B
E-14	FA-3500	CONCENTRADA	EJE 1	2190	9.22 DE EJE B
E-15	GA-3001	DISTRIBUIDA	EJE 1	805	DE 0 A 1.85 HACIA EJE B DE 0 A 1.69 HACIA EL VOLADO
E-16	GA-3002	DISTRIBUIDA	EJE 2	805	DE 0 A 1.85 HACIA EJE B DE 0 A 1.69 HACIA EL VOLADO
E-17	GA-3101B	DISTRIBUIDA	EJE 2	3723	DE 3 A 9.5 M DEL EJE B
E-18	FA-3101B	CONCENTRADA	EJE 2	188	3.85 DE EJE A
E-19	GA-3102	DISTRIBUIDA	EJE 3	622	DE 1.5 A 7.5 DE EJE B
E-20	GA-3101R	DISTRIBUIDA	EJE 3	3723	DE 1.85 A 8.35 DE EJE B
E-21	GA-3101A	DISTRIBUIDA	EJE 4	3723	DE 3 A 9.5 M DEL EJE B
E-22	FA-3101R	CONCENTRADA	EJE 3	188	A 4.19 DE EJE A
E-23	FA-3101A	CONCENTRADA	EJE 4	188	A 3.85 DE EJE A
E-24	PA-3601	CONCENTRADA	EJE 2	932	A 0.85 M DEL EJE A
E-25	CUARTO OPER. TURBOBOMBAS	CONCENTRADA	EJE 2	3771	A 4.10 M DEL EJE A
			EJE 3	7609	A 4.10 M DEL EJE A
E-26	CUARTO CTRL. TURBINAS	CONCENTRADA	EJE 3	3851	A 5.3 M DEL EJE A
			EJE 4	4131	A 5.3 M DEL EJE A
E-27	HR-3190	DISTRIBUIDA	VOLADO	5167	DE 0 A 5 M HACIA B DE 0 A 4.29 M HACIA VOLADO



CARGA	KG ó KG/M ²
P01	17098
P02	20803
P03	13774
W004	416
W005	440
P06	500
P07	692
P08	558
P09	1874
P10	976
P11	2190
P12	2090
W013	3786
W014	4774
W015	805
W016	3723
P17	188
W018	622
W019	3723
P20	992
P21	3771
P22	7609
P23	3851
P24	4131
W025	5167

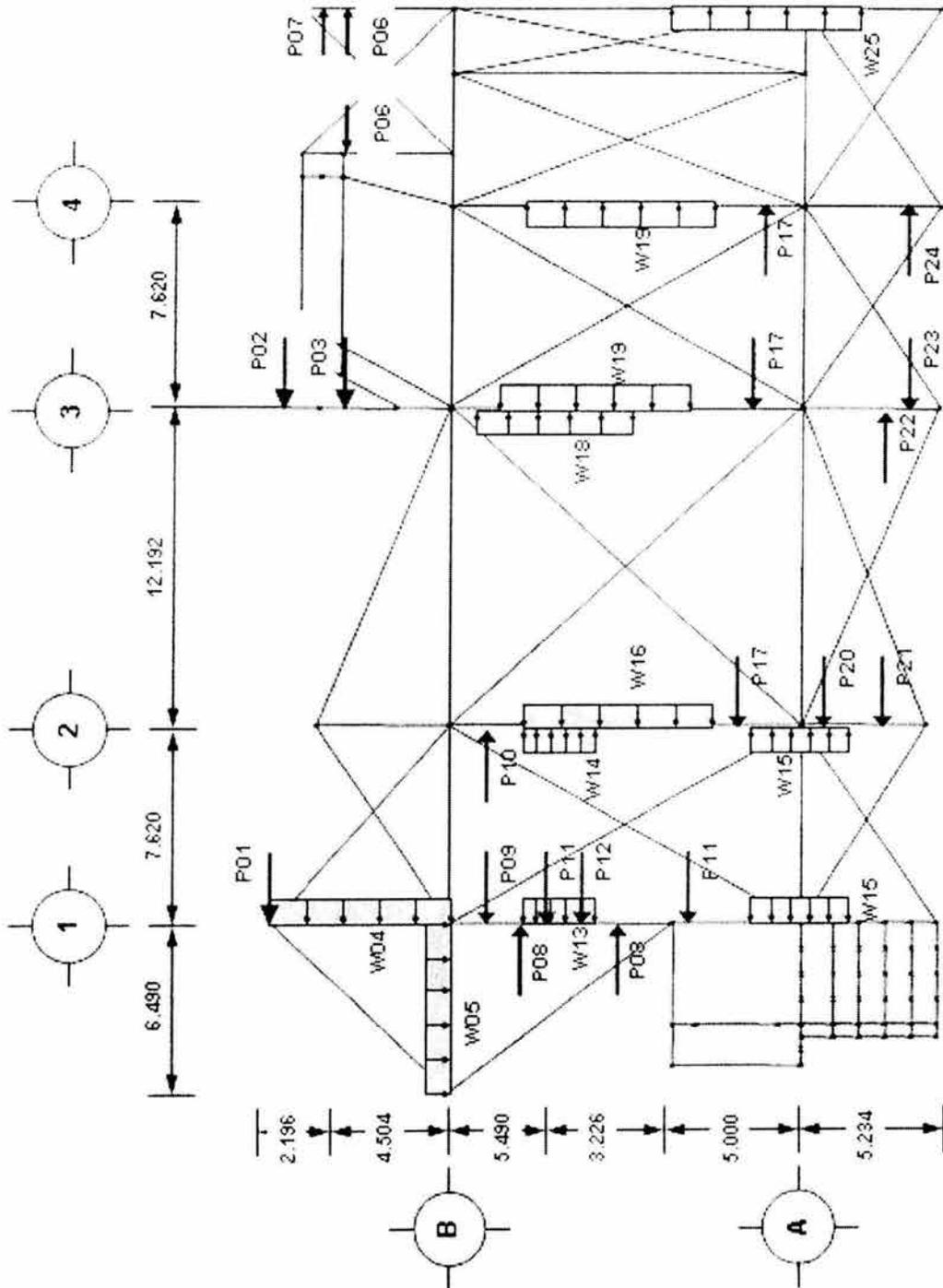


Fig. 2.19. Distribución de Carga de Equipo Sobre Cubierta en Elev. +15.850 m.

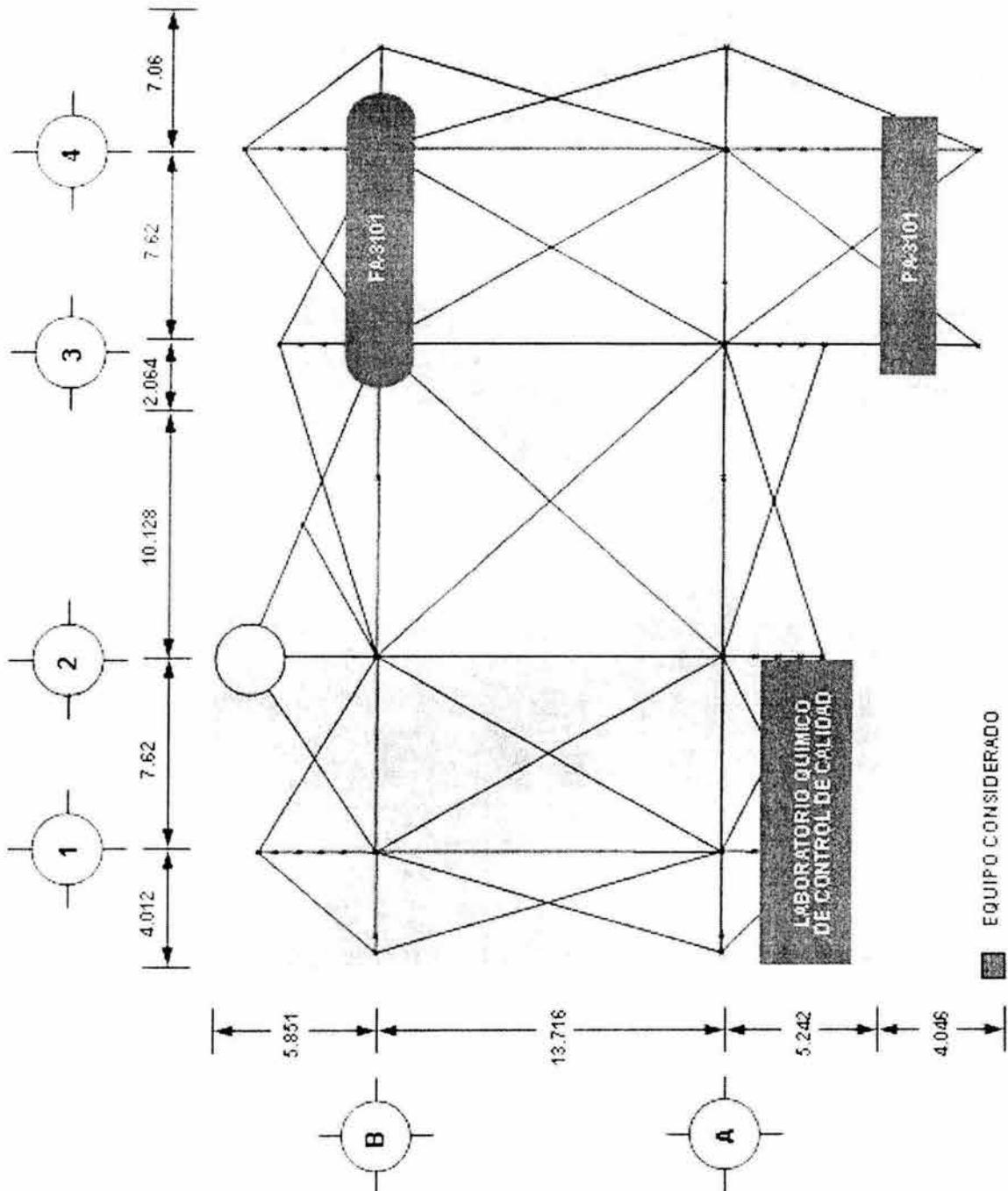


Fig. 2.20. Distribución de Equipo Sobre Cubierta en Elev. +20.749 m.

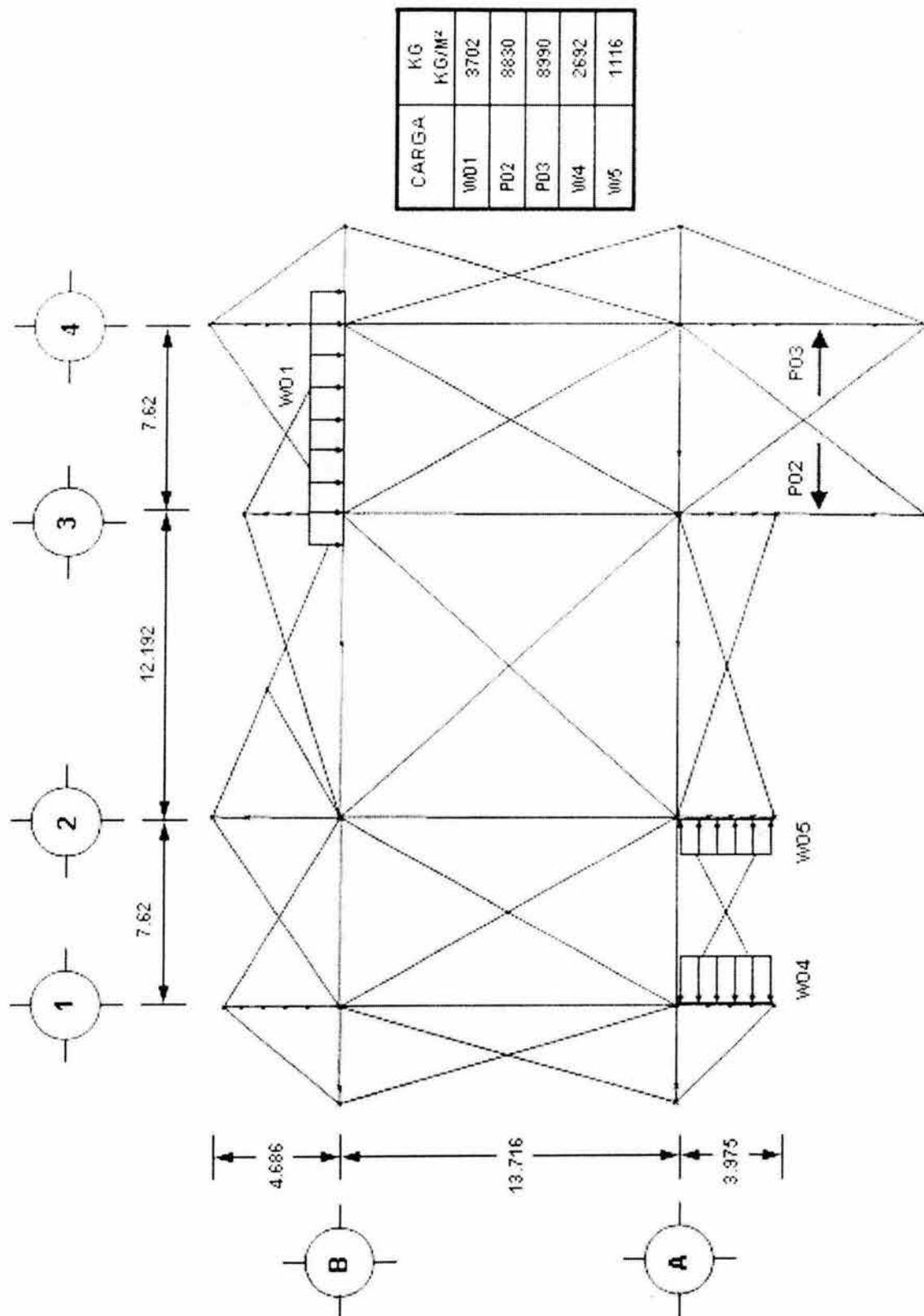


Fig. 2.21. Distribución de Carga de Equipo Sobre Cubierta en Elev. +20.749 m.

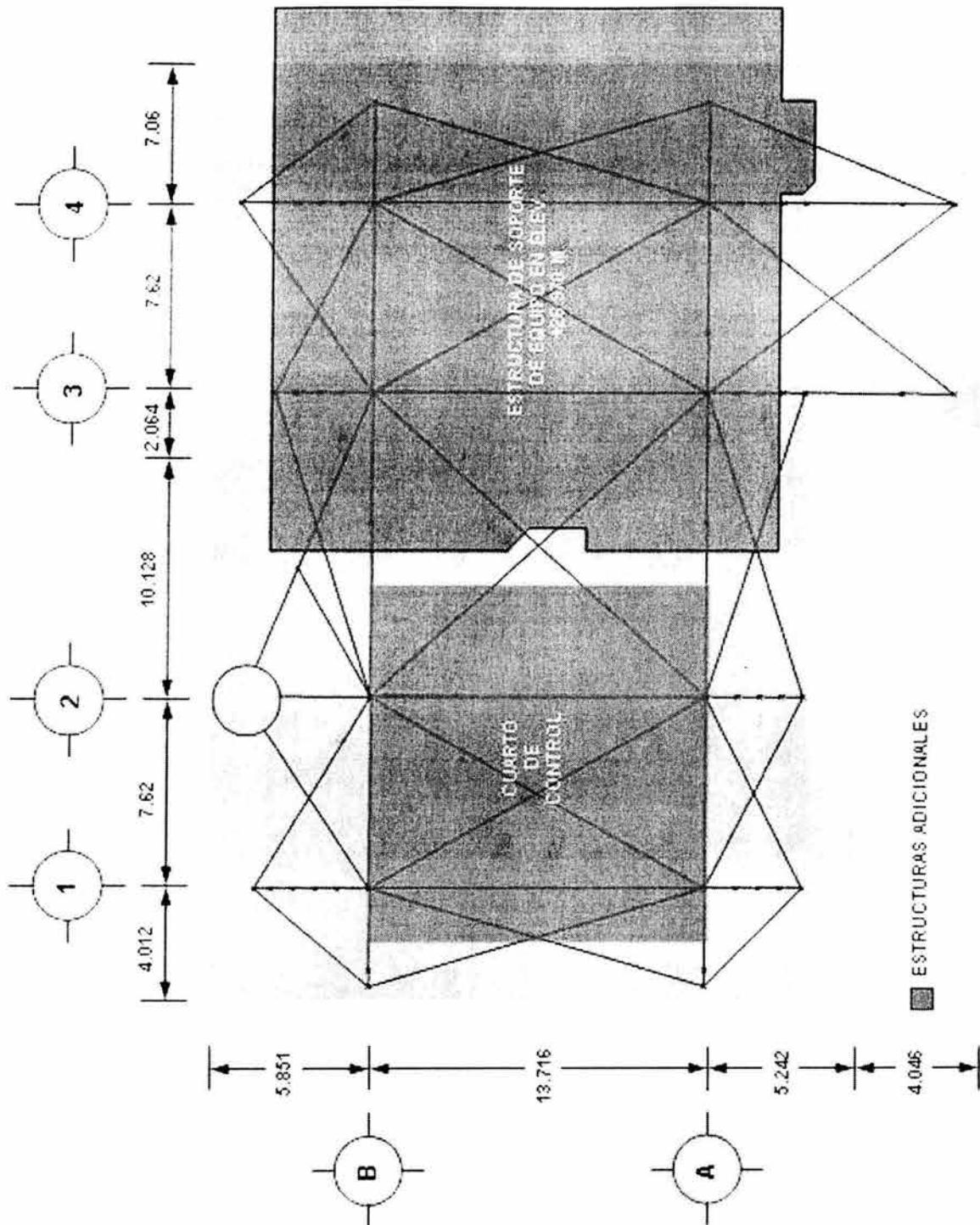


Fig. 2.22. Distribución de Estructuras de Apoyo sobre Cubierta en Elev. +20.749 m.

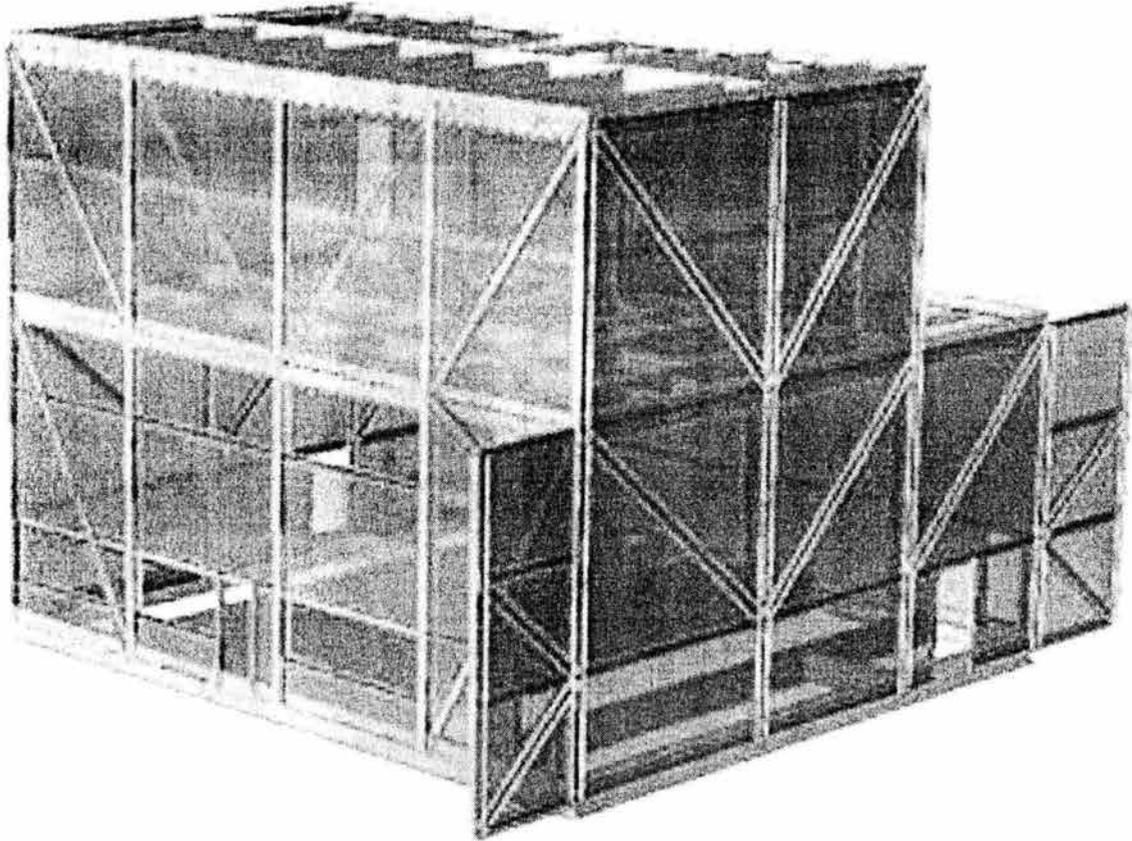


Fig. 2.23. Modelo Estructural del Cuarto de Control en Elev. +20.749 m.

Tabla 2.19. Cargas consideradas en el cuarto de control distribuidas sobre la Cubierta en Elev. +20.749 m.

CONCEPTO	PESO EN KG
Peso Propio Estructura	103,144
Sistema de Piso	86,941
Carga Viva	49,363
Equipo en Operación	65,494
Peso Total	304,924

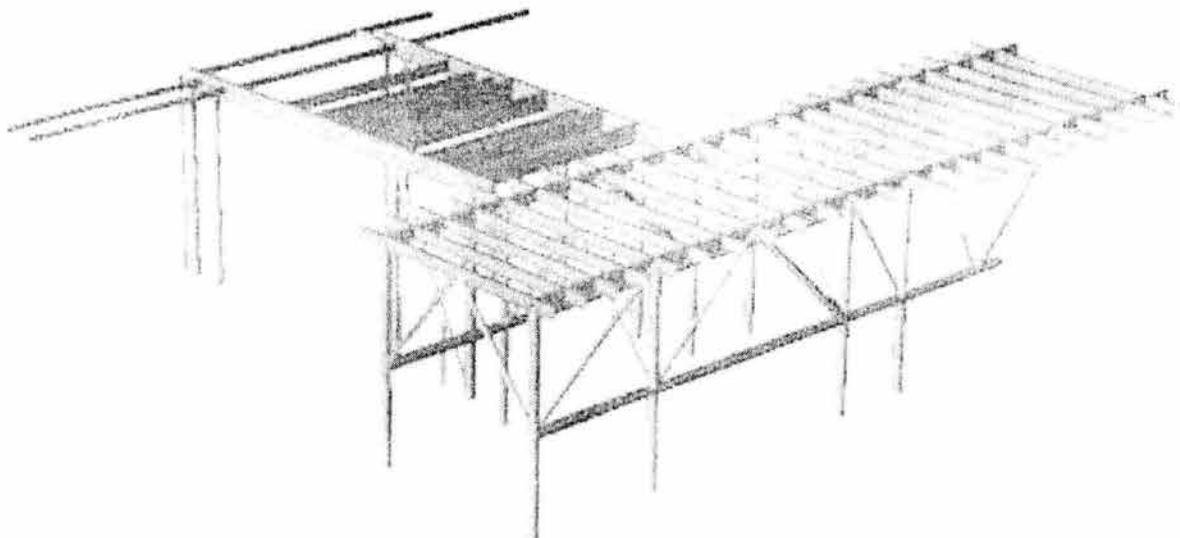


Fig. 2.24. Modelo de la Estructura de Soporte de Equipo en Elev. +20.749 m.

Tabla 2.20. Cargas consideradas de la Estructura de Soporte de Equipo Distribuidas sobre la Cubierta en Elev. + 20.749 m.

CONCEPTO	PESO EN KG.
Peso Propio Estructura	48, 610
Sistema de Piso	71, 810
Carga Viva	95, 890
Equipo en Operación	231, 090
Peso Total	447, 400

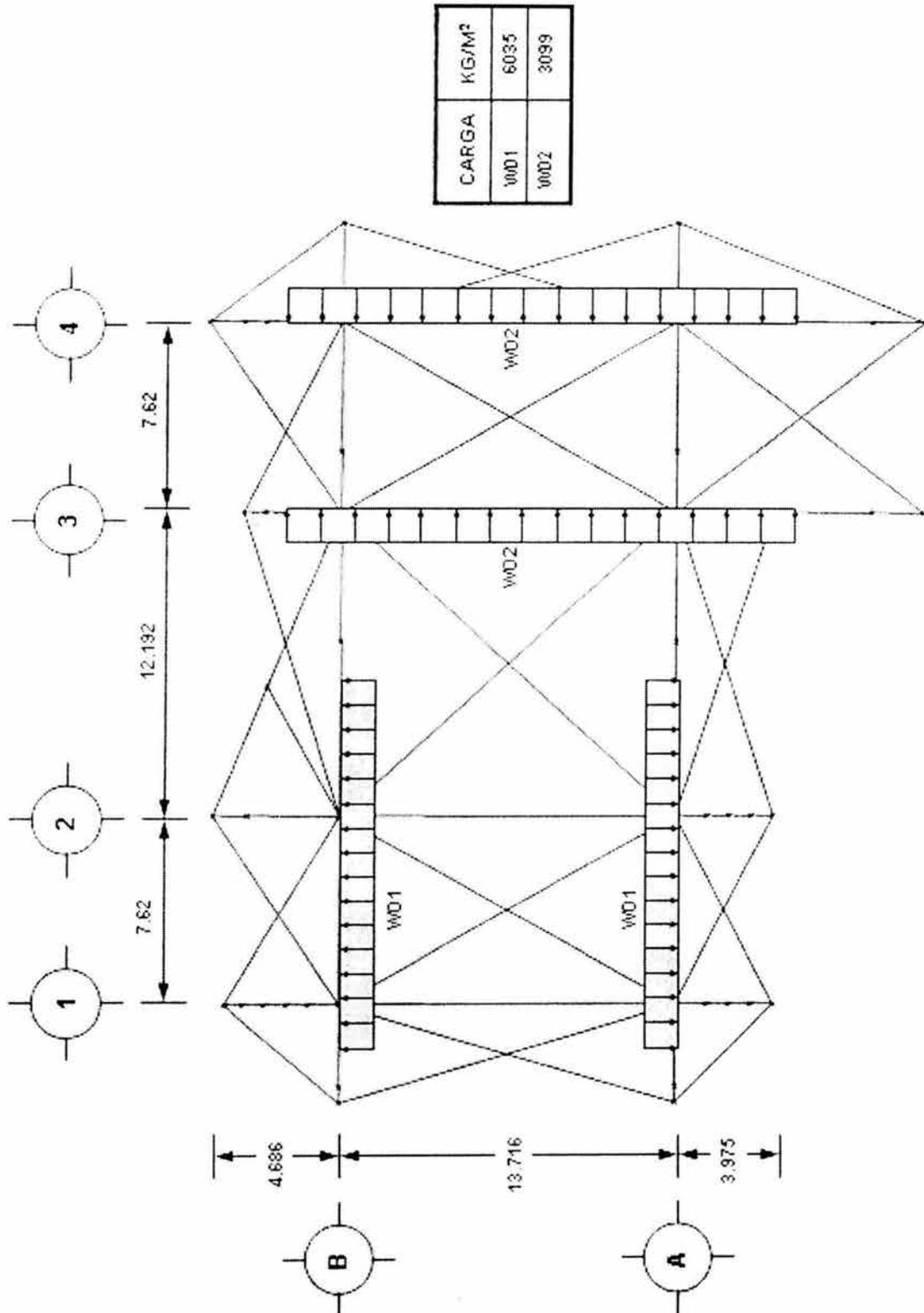


Fig. 2.25. Distribución de la Carga Muerta de las Estructuras de Apoyo Sobre Cubierta en Elev. +20.749 m.

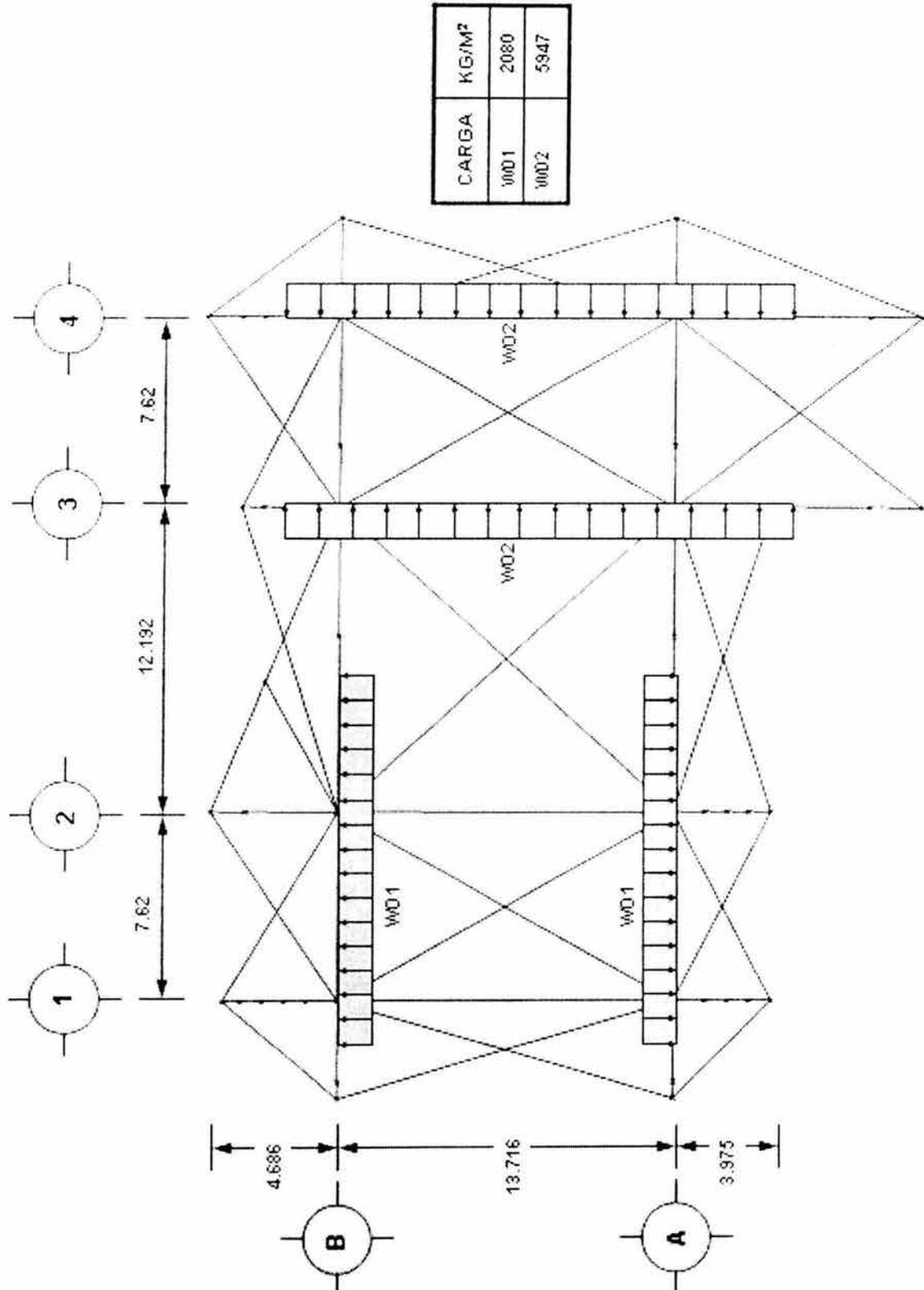


Fig. 2.26. Distribución de la Carga Viva de las Estructuras de Apoyo Sobre Cubierta en Elev. +20.749 m.

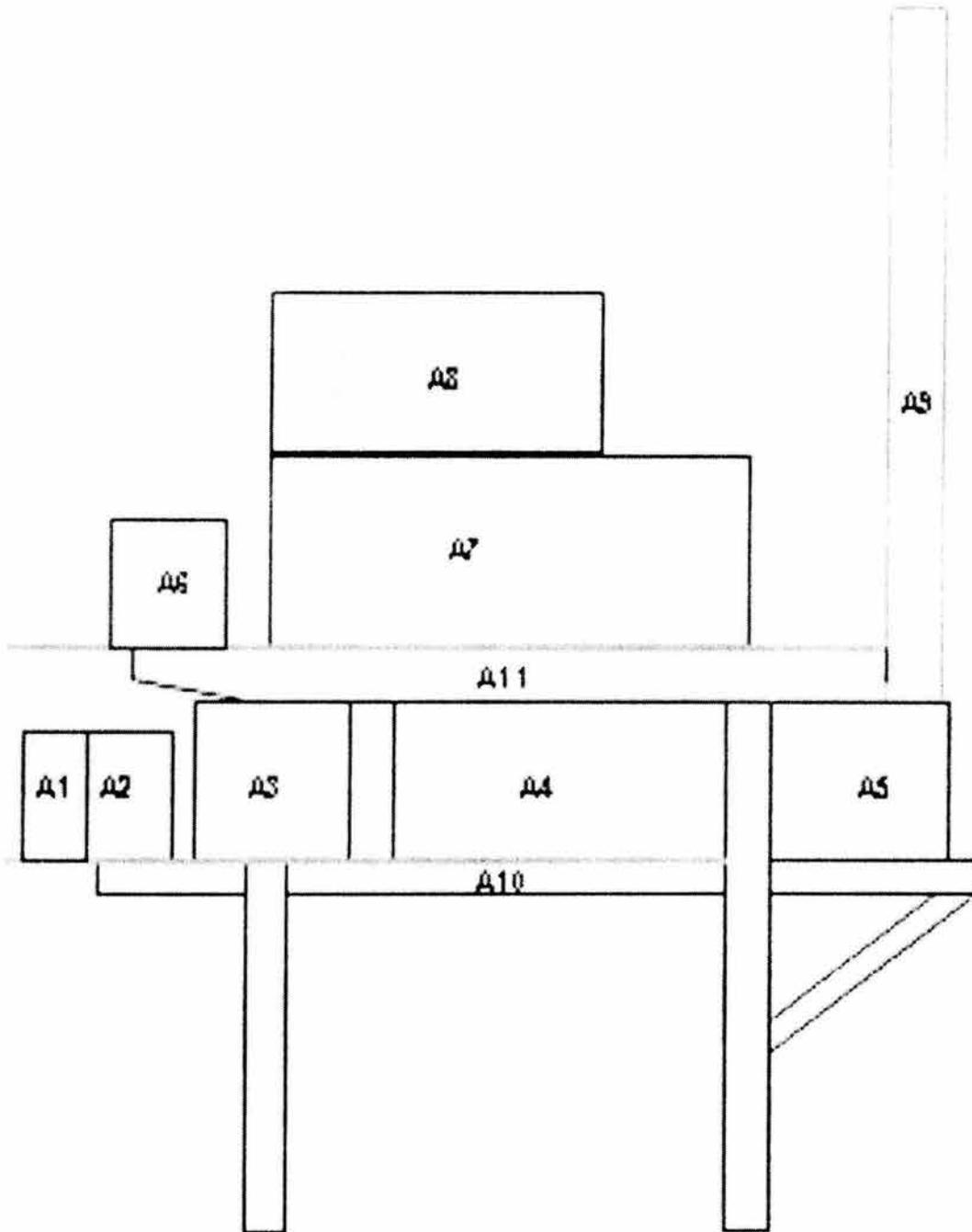


Fig. 2.27. Croquis de pantallas para generar fuerza de viento en dirección X

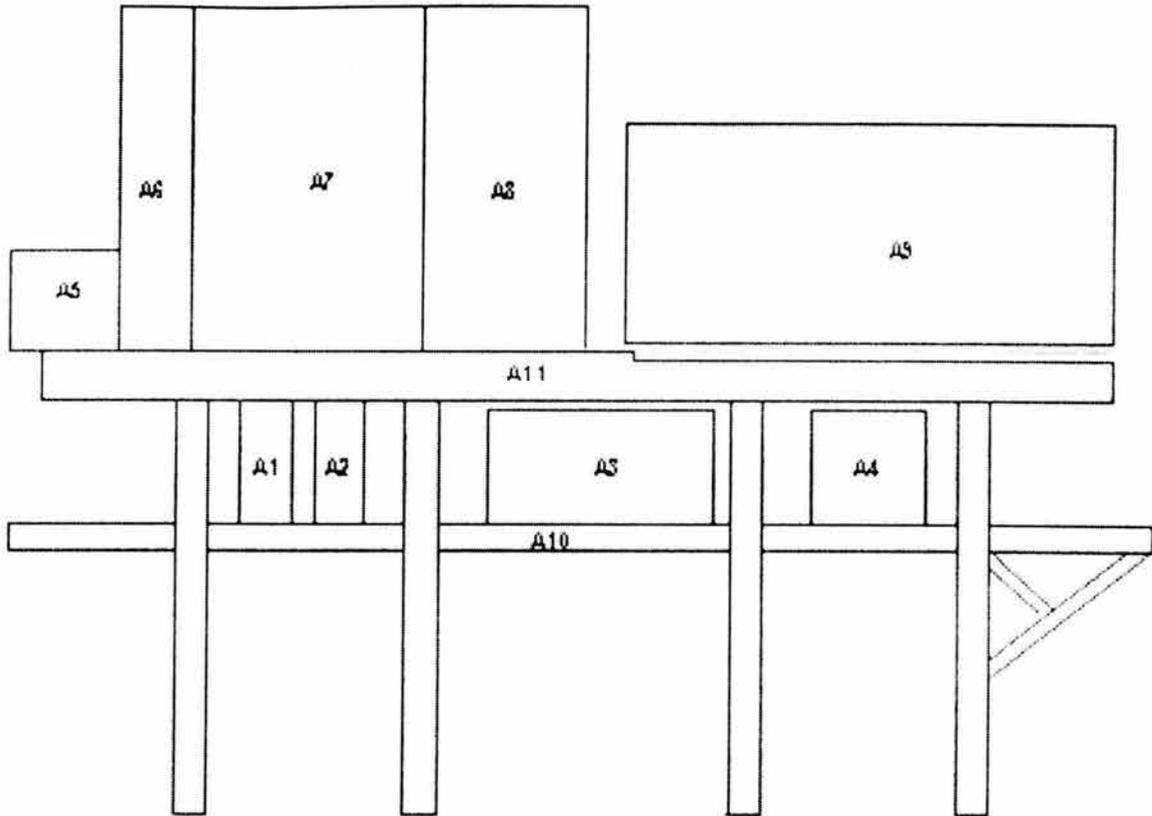
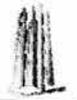


Fig. 2.28. Croquis de pantallas para generar fuerza de viento en dirección Y.

2.5.2.2. GENERACIÓN DE CARGAS AMBIENTALES

Las cargas ambientales son aquellas fuerzas que actúan sobre la plataforma inducidas por fenómenos naturales como viento, corriente, oleaje y mareas, así como presión hidrostática, las cuales dependen tanto del tirante de agua como de las condiciones meteorológicas y oceanográficas de la zona de localización de la plataforma. Los valores de los parámetros asociados a las condiciones meteorológicas y oceanográficas empleados para el análisis elástico a nivel de diseño corresponden a una altura de ola en la condición de tormenta para evaluación, con un periodo de retorno de 100 años. Los valores de los parámetros para evaluación varían de acuerdo a la categoría de exposición y a la localización de la plataforma.

2.5.2.2.1. HIDRODINAMICAS (OLEAJE Y CORRIENTE)

Las fuerzas generadas por oleaje y corriente son fuerzas dinámicas en naturaleza pero que para profundidades no muy grandes pueden ser representadas por su equivalente estático, estas fuerzas dependen de la altura de la altura (H) y el periodo (T) de la ola, así como de la profundidad del fondo marino. Para un elemento cilíndrico, dicha fuerza depende así mismo de la relación entre la longitud de la ola y el diámetro del elemento.

Cuando esta relación es grande (>5), la fuerza producida por la ola puede calcularse como la suma de la fuerza de arrastre (que relaciona la energía cinética del agua) y la



fuerza de inercia (que relaciona la aceleración del agua), esta fuerza esta dada por la formula de Morrison:

$$F = F_d F_1 = C_d \frac{W}{2g} A U U + C_m \frac{W}{g} V \frac{\delta U}{\delta t} \dots 2.1$$

F_D = Fuerza de fricción por unidad de longitud que actúa al eje del miembro en el plano del eje del miembro U .

F_1 = Fuerza de inercia que actúa en el eje normal del miembro.

C_m = Coeficiente de masa

C_m = Coeficiente de masa

C_d = Coeficiente de arrastre

W = Peso específico del agua del mar

A = Área normal proyectada al eje del cilindro.

U = Velocidad horizontal de la partícula de agua

V = Volumen desplazado por unidad de longitud

D = Diámetro del cilindro, incluyendo crecimiento marino

F = Fuerza de oleaje, por unidad de longitud actuando perpendicularmente al eje del diámetro.

$|U|$ = Valor absoluto de U

δU

δt = Aceleración horizontal de la partícula de agua

g = Aceleración de la gravedad

Los valores C_m y C_d están en función de la rugosidad del elemento, orientación del mismo, el numero de Reynolds, la relación corriente/velocidad de oleaje, por lo tanto no se pueden fijar valores para todas las condiciones. Los valores usuales para miembros cilíndricos son:

Superficies rugosas: $C_d = 1.05$ $C_m = 1.20$

Superficie lisa: $C_d = 0.65$ $C_m = 1.60$

Las fuerzas hidrodinámicas por oleaje y corriente en condiciones de tormenta en la estructura, se obtienen a partir de los valores de los parámetros meteorológicos y oceanográficos definidos en el la sección 12 y Anexo A de la Norma NRF-003-PEMEX-2000, los cuales definen principalmente los siguientes datos:

Tabla 2.21 Parámetros meteorológicos y oceanográficos.

DESCIPCION	DATOS
Altura de ola de referencia	15.00 m
Altura de la marea astronómica	0.760 m
Altura de la marea de tormenta	0.980 m
Velocidad del viento	35.75 m/seg.
Velocidad de corriente:	
0% de Prof.	1.11 m/seg.
50% de Prof.	0.83 m/seg.
95% de Prof.	0.70 m/seg.
Teoría de oleaje utilizada	Stream Fuction 5º orden



2.5.2.2.2. HIDROSTÁTICAS

Las fuerzas de flotación actuando sobre la estructura se incluirán en el análisis, cuando estas cargas apliquen. Las cargas de flotación de miembros, que es producto del volumen de agua desplazada, forman parte de las cargas verticales actuantes sobre la estructura. Debido a que la mayor parte de los elementos que conforman a una subestructura se encuentran sellados, es decir, llenos de aire, estos efectos resultan considerables. Se hará una revisión de los elementos principales de la subestructura debido a las fuerzas por presión externa actuando sobre estos, cuando así se requiera, como lo indica la Sección 3.2.5 del API RP 2A.

2.5.2.2.3. VIENTO

Las fuerzas generadas por viento representan aproximadamente del 5% al 10% de las fuerzas ambientales totales que actúan en una estructura típica costa-fuera y por supuesto, los efectos directos se dan en la superestructura, ya que por las dimensiones de la estructura y sus elementos, así como todo el equipo que sobre ella se encuentra, presenta una gran pantalla expuesta al viento, lo que se traduce en grandes fuerzas actuantes. Por el contrario, en la subestructura son muy pequeñas estas fuerzas, debido a que el área expuesta al viento es mucho menor a la correspondiente a la superestructura. La fuerza del viento en una estructura es función de la velocidad del mismo, la orientación de la estructura y las características aerodinámicas de la misma y de sus miembros. La fuerza ejercida en una estructura por efecto del viento se expresa como:

$$F = \frac{w}{g} (V_z^2 * C_s * A) \quad \dots 2.2$$

Donde:

W = peso específico del aire

g = aceleración gravitacional

V_z = velocidad del viento a una altura z

C_s = coeficiente de forma

A = área expuesta al viento

La presión del viento se calculará de acuerdo con el API RP 2A usando coeficientes de forma de:

- 1.0 aplicado al grueso del área proyectada de cubierta
- 1.5 aplicado a caras de módulos y perfiles de sección abierta.
- 0.5 aplicado al grueso del área de torres de perforación y puentes, y perfiles de secciones tubulares.

El área expuesta al viento se obtendrá de acuerdo a la ubicación de las áreas expuestas de la plataforma (incluyendo equipos), tomando en cuenta esta ubicación de pantallas con relación a las diferentes direcciones de incidencia del viento. La velocidad del viento a cualquier elevación con respecto a la superficie del agua esta determinada por la fórmula 2.2 de este documento (2.3.2-1 del API RP 2A.)



Los análisis considerarán la velocidad de viento de una (1) hora a todo lo alto de la estructura a partir de la información proporcionada en la norma NRF-003-PEMEX-2000 (12.1.2 y Apéndice A).

2.5.2.2.4. CARGAS DEBIDAS AL CRECIMIENTO MARINO

El crecimiento marino que se desarrolla sobre los miembros de la subestructura produce un incremento en peso. Adicionalmente, el incremento en la dimensión de la geometría debido a este crecimiento produce un incremento en la fuerza debida a oleaje y corriente, ya que se tiene una mayor área expuesta. El crecimiento marino se divide en dos tipos: Blando y duro. El crecimiento marino blando lo conforman esponjas, algas marinas y algunos otros organismos. El crecimiento marino duro consiste en organismos densos y firmemente unidos a los elementos de la plataforma. Para el cálculo de fuerzas generadas por este concepto se toma en cuenta el crecimiento marino duro.

El espesor del crecimiento marino debe modelarse considerando el promedio de las mediciones registradas en los últimos 5 reportes de inspección anual para diferentes rangos de elevación. Para los casos en los que no se cuenta con esta información, deben tomarse los valores mostrados en la siguiente tabla:

Tabla 2.22. Espesor de crecimiento marino recomendado para evaluación.
(Ver norma de PEMEX No. NRF-003-PEMEX-2000)

INTERVALO DE ELEVACIÓN RESPECTO AL N. M. M. (m)	ESPESOR DE CRECIMIENTO MARINO DURO (cm)
+ 1.00 a -20.00	6.0
-20.00 a -40.00	4.0
-40.00 a -80.00	2.0

2.5.3. CARGAS EMPLEADAS EN EL ANÁLISIS

En las siguientes tablas se muestran las cargas consideradas para el análisis elástico (in situ), que corresponden a las cargas gravitacionales y a las cargas generadas de las condiciones meteorológicas y oceanográficas.

Tabla 2.23 Lista de conceptos que componen la carga muerta

No.	CONCEPTO	CARGAS EN DIRECCION (Ton)		
		X	Y	Z
1	SISTEMA DE PISO MAS REJILLA EN CUB. SUPERIOR	0.00	0.00	-153.45
2	SISTEMA DE PISO MAS REJILLA EN CUB. INFERIOR	0.00	0.00	-173.84
3	CARGA MUERTA DE LAS ESTRUCTURAS DE APOYO	0.00	0.00	-310.51
4	CARGA MUERTA DE PUENTES	0.00	0.00	-188.61
Total =				-826.41



Tabla 2.24 Lista de conceptos que componen la carga viva

No.	CONCEPTO	CARGAS EN DIRECCION (Ton)		
		X	Y	Z
1	CARGA VIVA EN CUBIERTA SUPERIOR	0.00	0.00	-176.35
2	CARGA VIVA EN CUBIERTA INFERIOR	0.00	0.00	-235.10
3	CARGA VIVA EN LAS ESTRUCTURAS DE APOYO	0.00	0.00	-145.26
Total =				-556.71

Tabla 2.25 Resumen de cargas gravitacionales

No.	CONDICIONES DE CARGA	CARGAS EN DIRECCION (Ton)		
		X	Y	Z
1	PESO PROPIO-FLOTACION	0.00	0.00	-1068.64
2	CARGA MUERTA	0.00	0.00	-826.41
3	CARGA VIVA	0.00	0.00	-556.71
4	EQUIPO CUBIERTA SUPERIOR	0.00	0.00	-401.47
5	EQUIPO CUBIERTA INFERIOR	0.00	0.00	-240.08
Total =				-3093.31

Tabla 2.26 Resumen de cargas ambientales

No	CONDICIONES DE CARGA	CARGAS EN DIRECCION (Ton)		
		X	Y	Z
13	VIENTO +X (0°)	99.563	0.00	0.00
14	VIENTO +Y (90°)	0.00	116.784	0.00
15	VIENTO -X (180°)	-99.563	0.00	0.00
16	VIENTO -Y (270°)	0.00	-116.278	0.00
17	OLEAJE Y CORRIENTE (0°) +X	990.303	-0.633	16.264
18	OLEAJE Y CORRIENTE (45°) +X+Y	758.569	746.011	12.811
19	OLEAJE Y CORRIENTE (90°) +Y	0.689	1074.044	8.140
20	OLEAJE Y CORRIENTE (135°) -X+Y	-754.592	743.200	4.364
21	OLEAJE Y CORRIENTE (180°) -X	-995.742	0.219	0.588
22	OLEAJE Y CORRIENTE (225°) -X-Y	-762.775	-749.876	7.789
23	OLEAJE Y CORRIENTE (270°) -Y	-0.388	-1075.324	9.694
24	OLEAJE Y CORRIENTE (315°) +X-Y	754.277	-742.068	16.523

Tabla 2.27 Resumen de cargas de oleaje debido a la adición de una defensa de ducto en eje B-4

No	CONDICIONES DE CARGA	CARGAS EN DIRECCION (Ton)		
		X	Y	Z
11	OLEAJE Y CORRIENTE (0°) +X	12.575	2.054	4.779
12	OLEAJE Y CORRIENTE (45°) +X+Y	11.636	11.711	5.905
13	OLEAJE Y CORRIENTE (90°) +Y	2.097	15.591	3.472
14	OLEAJE Y CORRIENTE (135°) -X+Y	-9.925	9.597	-0.656
15	OLEAJE Y CORRIENTE (180°) -X	-14.201	-2.085	-3.851
16	OLEAJE Y CORRIENTE (225°) -X-Y	-13.031	-13.137	-4.979
17	OLEAJE Y CORRIENTE (270°) -Y	-1.877	-15.928	-2.349
18	OLEAJE Y CORRIENTE (315°) +X-Y	9.440	-8.797	1.611



Las cargas fueron agrupadas en forma lógica en ocho combinaciones, las cuales representan ocho direcciones principales de incidencia de oleaje igualmente espaciadas a cada 45 grados con respecto al plano de referencia XY de la plataforma (ver Fig. 2.8).

Tabla 2.28. Resumen de combinaciones de carga

No.	COMBINACIONES DE CARGA	CARGAS EN DIRECCION (Ton)		
		X	Y	Z
28	TORMENTA DIRECCION +X (0°)	980.879	-0.993	-3001.610
29	TORMENTA DIRECCION +X+Y (45°)	746.130	745.850	-3004.848
30	TORMENTA DIRECCION +Y (90°)	0.197	1071.745	-3009.357
31	TORMENTA DIRECCION -X+Y (135°)	-743.154	743.923	-3013.031
32	TORMENTA DIRECCION -X (180°)	-985.744	-0.620	-3016.512
33	TORMENTA DIRECCION -X-Y (225°)	-749.917	-749.005	-3009.878
34	TORMENTA DIRECCION -Y (270°)	0.075	-1072.442	-3007.860
35	TORMENTA DIRECCION +X-Y (315°)	742.870	-742.580	-3001.438

2.6. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

A continuación se presentan datos relativos a deformaciones generales de la estructura y niveles de esfuerzos en elementos y juntas estructurales que representan la respuesta estructural de la plataforma, con base a los resultados obtenidos en el análisis a nivel de diseño incluyendo daños.

2.6.1. DESPLAZAMIENTOS TOTALES MÁXIMOS

A nivel de desplazamientos laterales la estructura presenta deformaciones aceptables, se revisaron las ocho combinaciones de carga y se encontró que el desplazamiento máximo sobre la cubierta principal se presentó en la condición número 28 (dirección +X) en el nodo 8037 que es la conexión columna-trabe B-1 en elevación +20.749 m, la cual presento un desplazamiento de 13.675 cm. con respecto a su posición original, la figura 12.29. muestra la grafica de la estructura deformada para la combinación de carga número 28.

La siguiente tabla indica los desplazamientos máximos a nivel de la cubierta principal en todas las condiciones de análisis:

Tabla 2.29. Desplazamientos máximos a nivel cubierta principal.

CONDICION	DESPLAZAMIENTO (cm)					
	NODO	X	NODO	Y	NODO	Z
(28) TORMENTA DIRECCION +X (0°)	8037	13.675	8037	0.790	8039	-1.359
(29) TORMENTA DIRECCION +X+Y (45°)	8037	10.421	8036	9.021	8035	-1.473
(30) TORMENTA DIRECCION +Y (90°)	8036	0.690	8036	12.681	8036	-1.546
(31) TORMENTA DIRECCION -X+Y (135°)	8033	-9.105	8036	9.110	8036	-1.587
(32) TORMENTA DIRECCION -X (180°)	8033	-12.465	8037	0.787	8036	-1.469
(33) TORMENTA DIRECCION -X-Y (225°)	8033	-9.436	8040	-8.306	8040	-1.556
(34) TORMENTA DIRECCION -Y (270°)	8037	0.992	8040	-11.836	8039	-1.572
(35) TORMENTA DIRECCION +X-Y (315°)	8037	10.623	8040	-8.189	8039	-1.530



— Estructura sin deformar
— Estructura Deformada

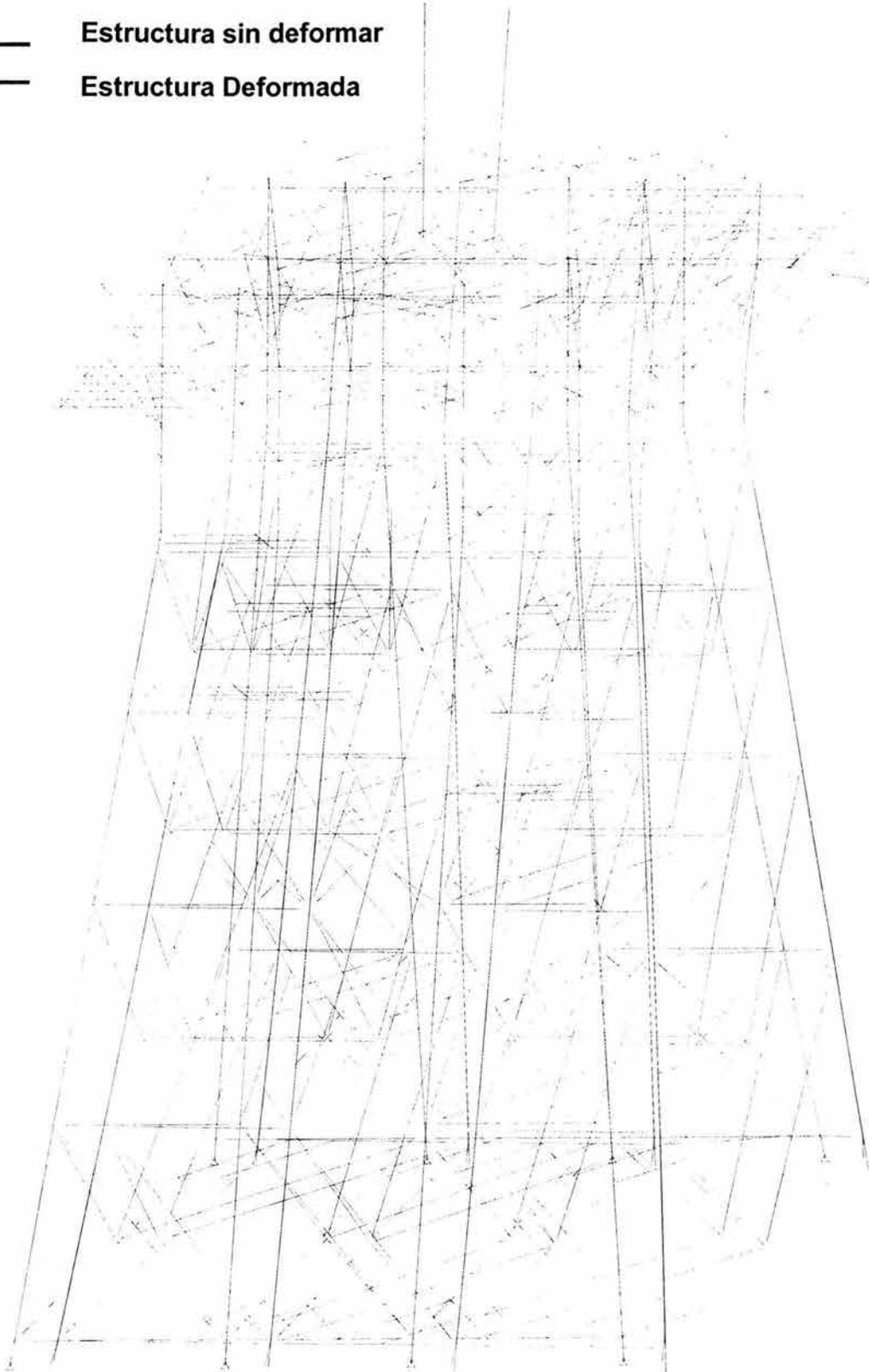


Fig. 2.29. Estructura Deformada bajo condiciones de tormenta, condición de carga 28.



2.6.2. REVISIÓN DE ELEMENTOS POR ESFUERZOS

Debido a que la estructura esta siendo evaluada para una condición de tormenta, los esfuerzos permisibles fueron incrementados en un 33%, la revisión de esfuerzos actuantes contra esfuerzos permisibles se realizó según lo recomendado por API RP 2A Edición 20ª.

De acuerdo a los resultados del análisis a nivel de diseño, en la superestructura se presentó un elemento con relación de interacción mayor a la unidad, el cual se indica en la figura 2.30 a y 2.30 b, a nivel de subestructura el comportamiento de los elementos es adecuado ya que las relaciones de interacción de esfuerzos son menores a la unidad.

Tabla 2.30. Elementos con relaciones de interacción de esfuerzos mayor a 1.00

ELEMENTO SEGÚN MODELO	ELEMENTO SEGÚN PL-IDE	RELACIÓN DE INTERACCIÓN DE ESFUERZOS
9005-8984	PUNTAL EN A-4	1.06
8093-9005	PUNTAL EN A-4	1.06

2.6.2.1. REVISIÓN DE JUNTAS TUBULARES POR ESFUERZOS

Al igual que la revisión de elementos por esfuerzos, para la revisión de juntas tubulares se realizó incrementando los esfuerzos permisibles en un 33.0% debido a que el análisis corresponde a una condición de tormenta. La revisión por esfuerzos en las juntas tubulares se realizó en base a los requerimientos establecidos por el API RP 2A Edición 20ª.

Los resultados del análisis de juntas por penetración muestran que existen algunas juntas en la subestructura que presentan relaciones de interacción de esfuerzos mayor a 1.00, estas juntas son las que se describen en la tabla 2.31, se indican gráficamente en las figuras 2.31 (a, b y c).

Tabla 2.31. Juntas tubulares relación de interacción mayor a 1.00

JUNTAS TUBULARES TIPO "X" SEGÚN MODELO	JUNTAS TUBULARES SEGÚN PL-IDE	RELACIÓN DE INTERACCIÓN DE ESFUERZOS
101	416	1.073
103	418	1.276
104	415	1.086
106	413	1.207



EJE A

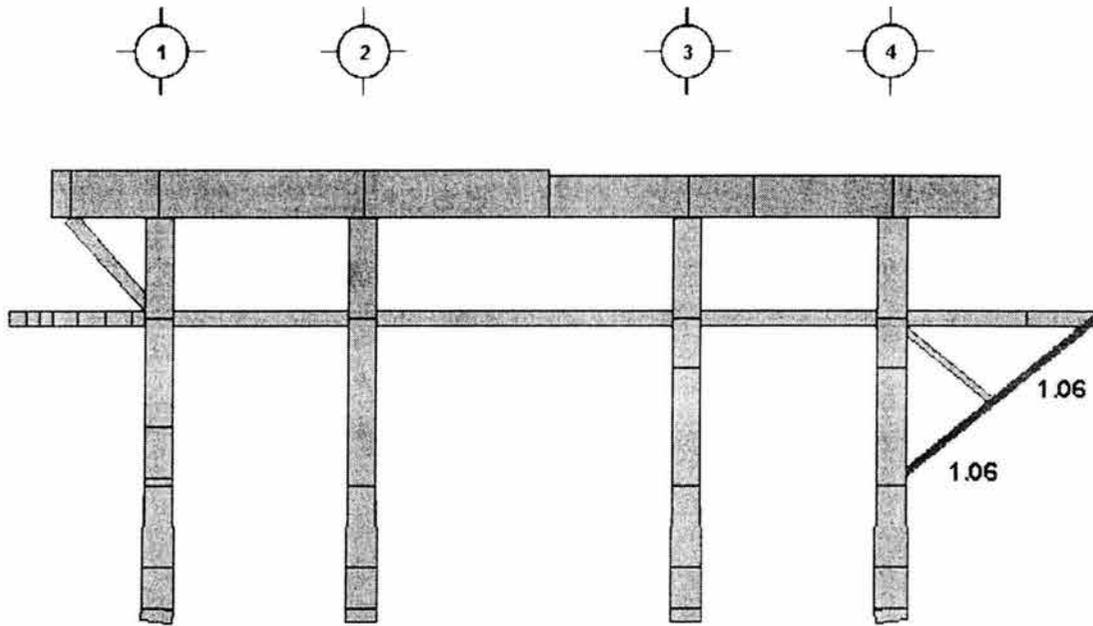


Fig. 2.30 a Identificación de elementos con relaciones de interacción mayores a 1.00.

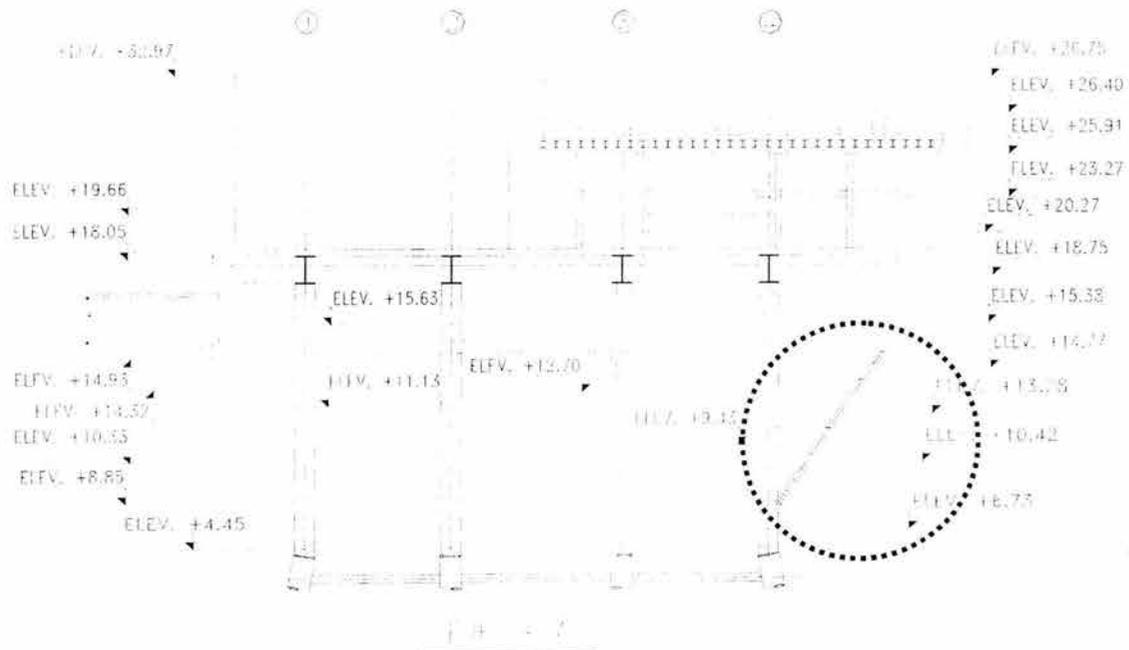


Fig. 2.30 b Identificación de elementos con relaciones de interacción mayores a 1.00 en los PL-IDE.



EJE A

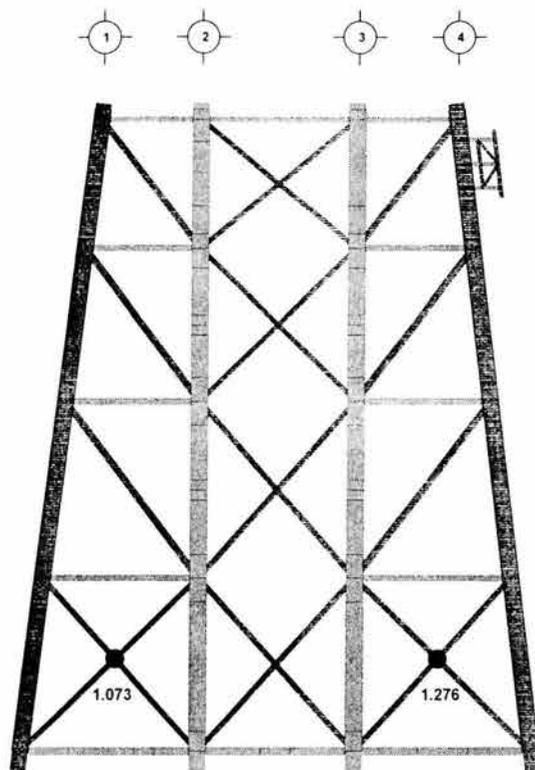


Fig. 2.31 a Identificación de juntas tubulares con relaciones de interacción mayores a 1.00

EJE B

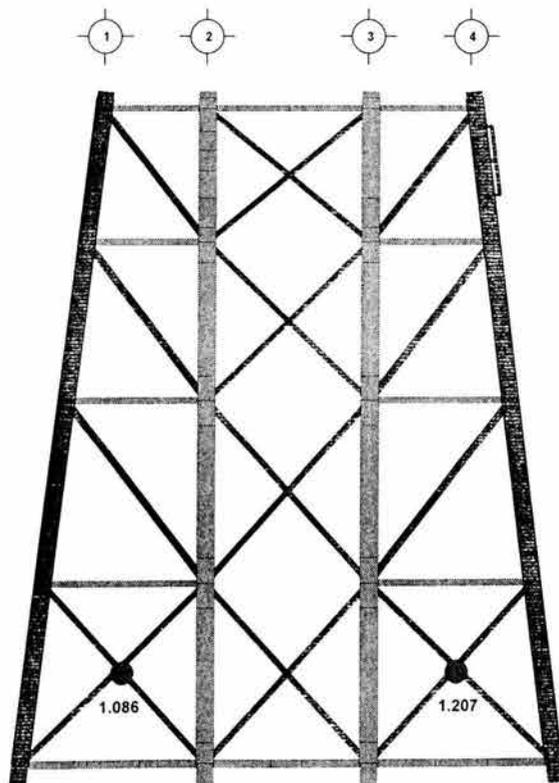


Fig. 2.31 b Identificación de juntas tubulares con relaciones de interacción mayores a 1.00

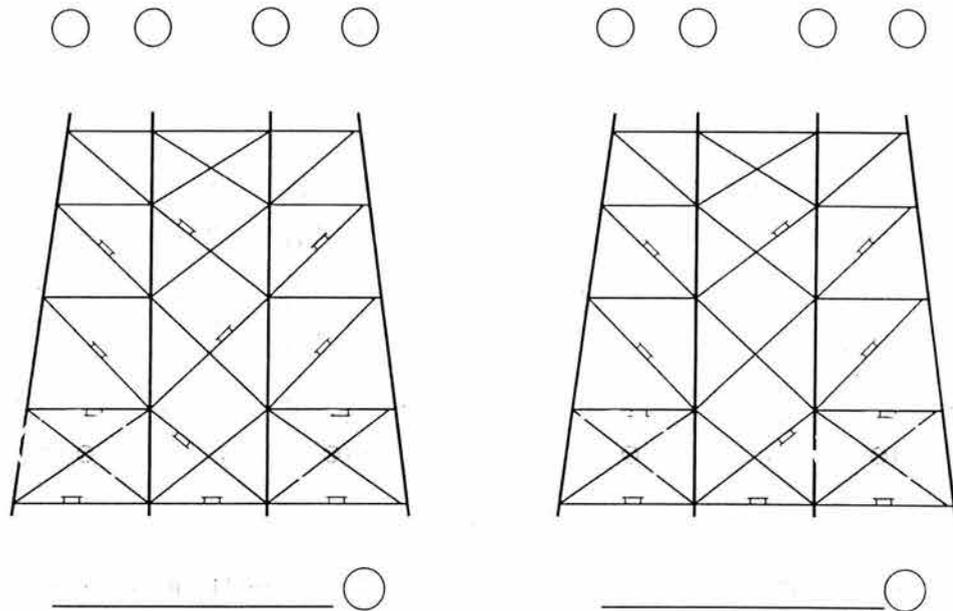


Fig. 2.31 c Identificación de juntas tubulares con relaciones de interacción mayores a 1.00

2.6.2.2. COMPORTAMIENTO DE PILOTES

En cuanto a revisión por esfuerzos, las relaciones de interacción máximas obtenidas por capacidad axial en las cabezas de los pilotes son de 0.75 correspondientes a las cabezas de los pilotes 093P y 099P, localizados en las piernas B-3 y B-4, esto nos indica que a nivel de esfuerzos la cimentación de la plataforma presenta un comportamiento adecuado debido a que las relaciones de interacción de esfuerzos en los pilotes son menores a 1.00, que es el valor permisible recomendado por el API RP 2A Edición 20^a.

La revisión por penetración de pilotes se hizo considerando un pilote de esquina y un pilote interior. El pilote de esquina con mayor fuerza axial de compresión resultó ser el pilote de la pierna B-4 para la condición de carga 29, con 1065.314 toneladas de compresión, obteniéndose un factor seguridad por penetración de 2.00, el pilote interior con mayor fuerza axial de compresión resultó ser el pilote de la pierna B-3 para la condición de carga 30, con 829.196 toneladas de compresión, obteniéndose un factor seguridad por penetración de 2.01. Sin embargo las relaciones de interacción máximas debidas a la combinación de esfuerzos corresponden al pilote de esquina en la pierna B-4 con una relación de interacción de 0.549 a una profundidad de 16.5 m y al pilote interior A-3 con una relación de interacción de 0.575 a una profundidad de 12.8 m. La capacidad por penetración del suelo se obtuvo de las curvas de capacidad del pilote mostradas en las figuras 2.32-2.39. Los factores de seguridad obtenidos en la cimentación de la plataforma resultaron mayores a 1.50, que es el valor mínimo recomendado por el API RP 2A Sección 6.3.4.

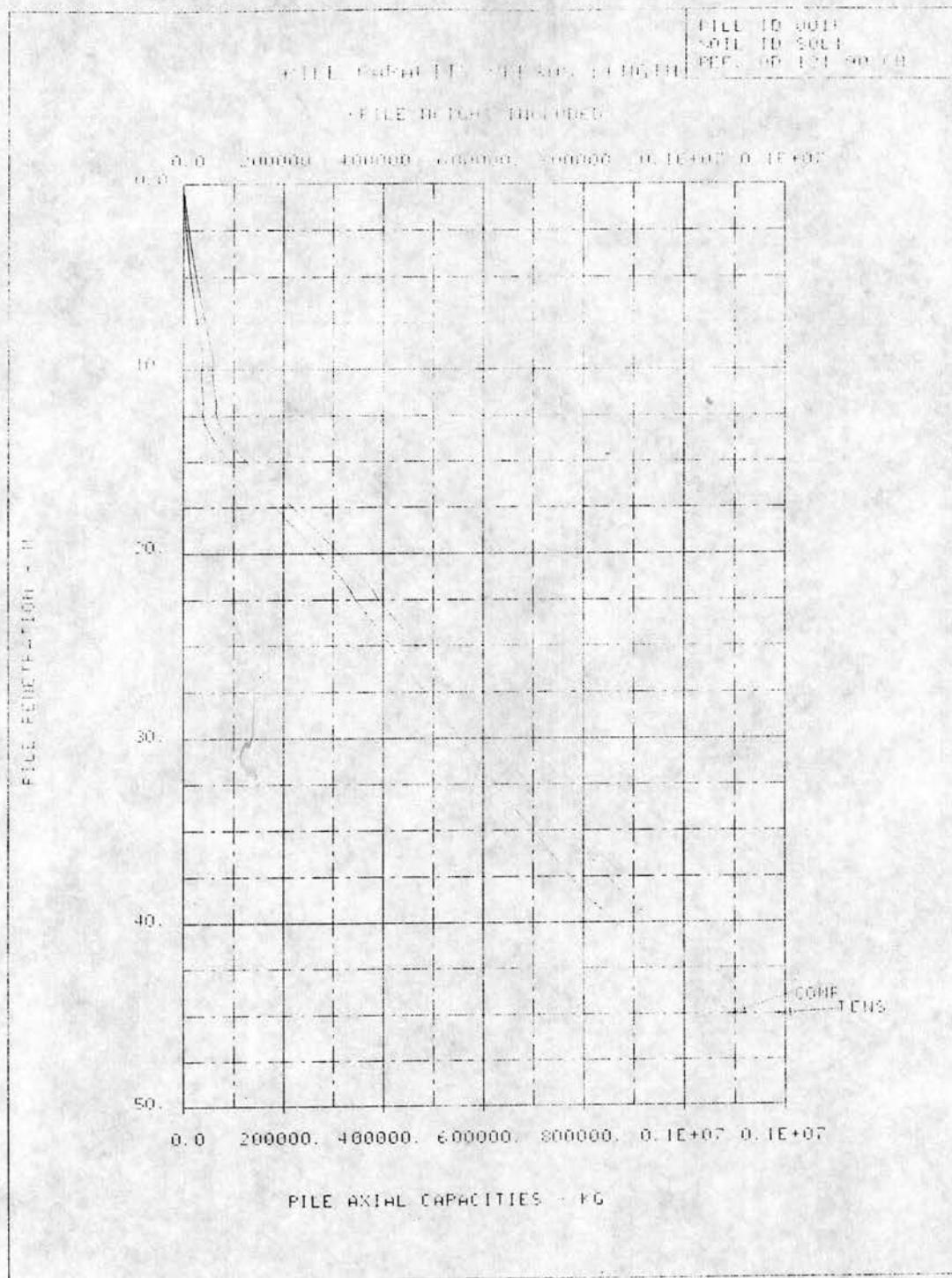


Fig. 2.32. Curva de capacidad de Pilote 001P (pilote de esquina).

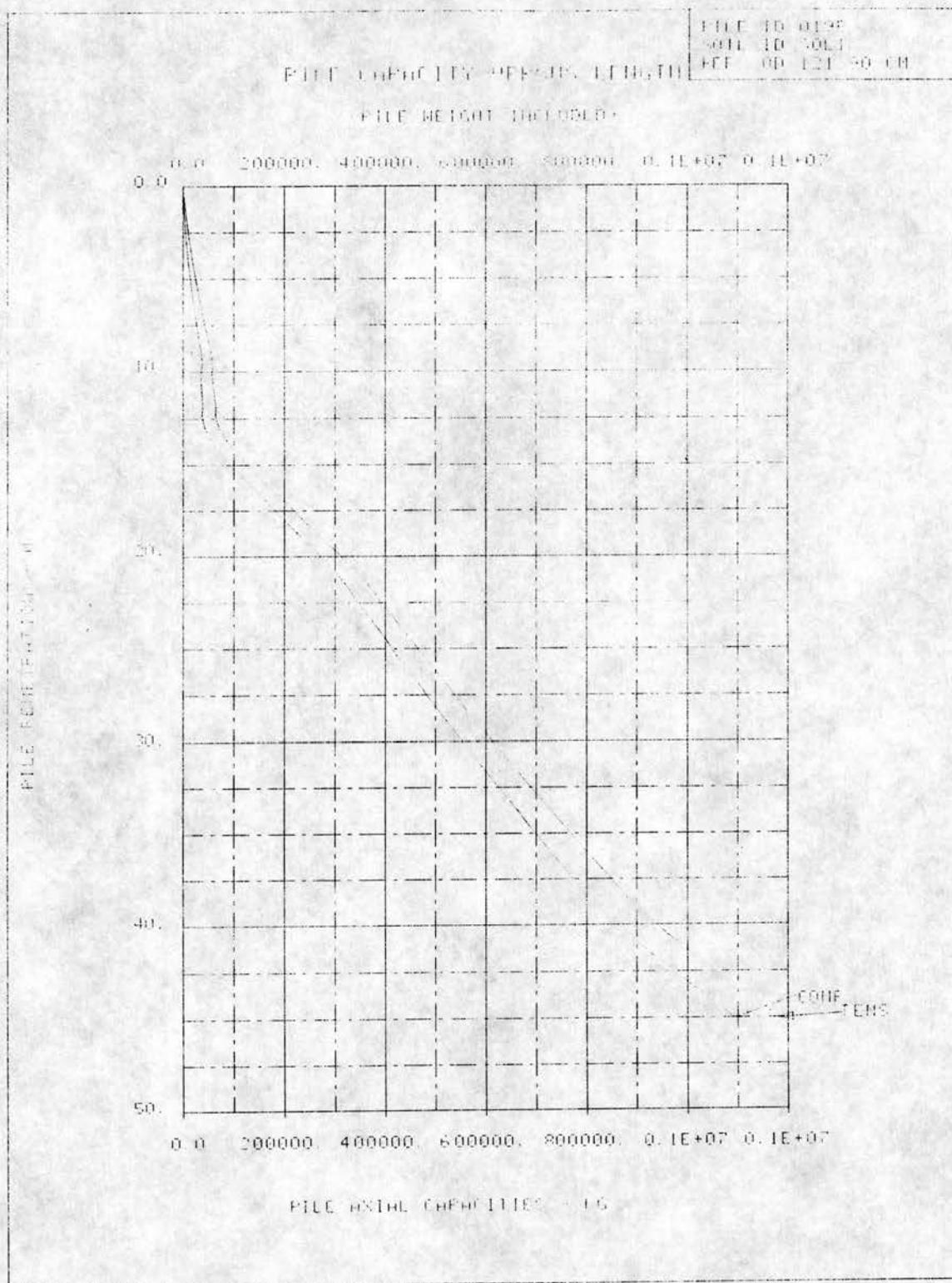


Fig. 2.33. Curva de capacidad de Pilote 019P (pilote de esquina).

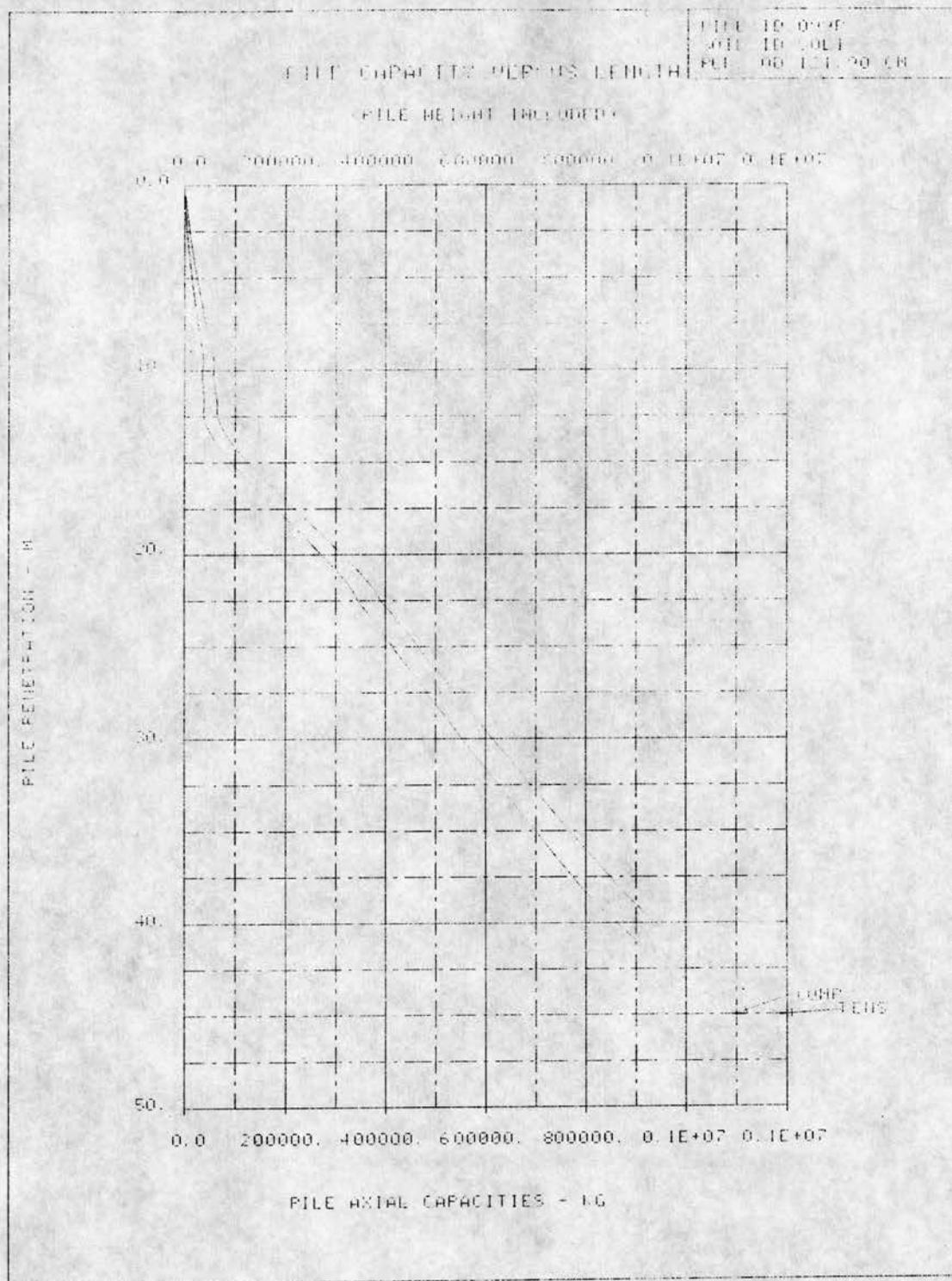


Fig. 2.34. Curva de capacidad de Pilote 099P (pilote de esquina).

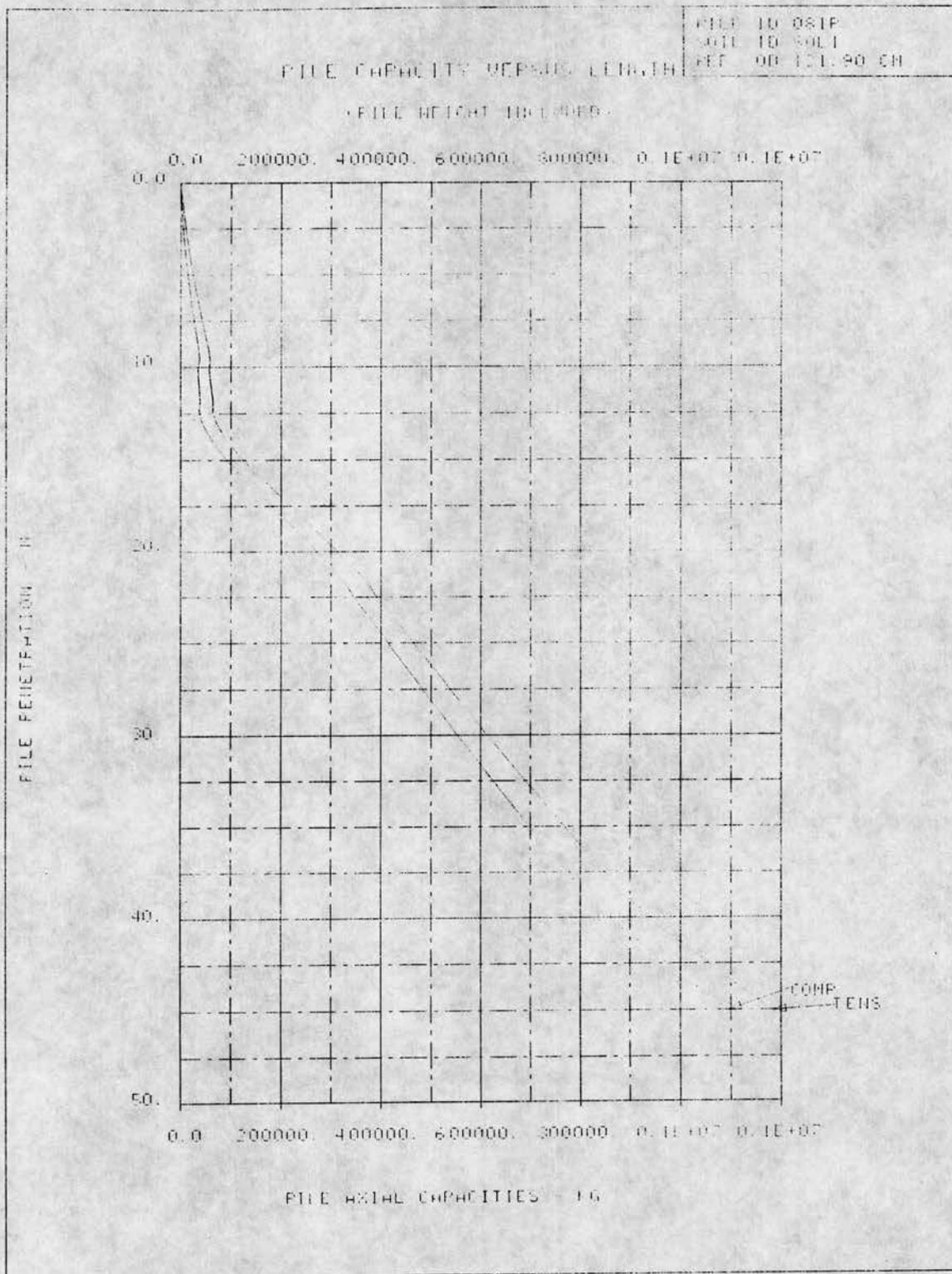


Fig. 2.35. Curva de capacidad de Pilote 081 (pilote de esquina).

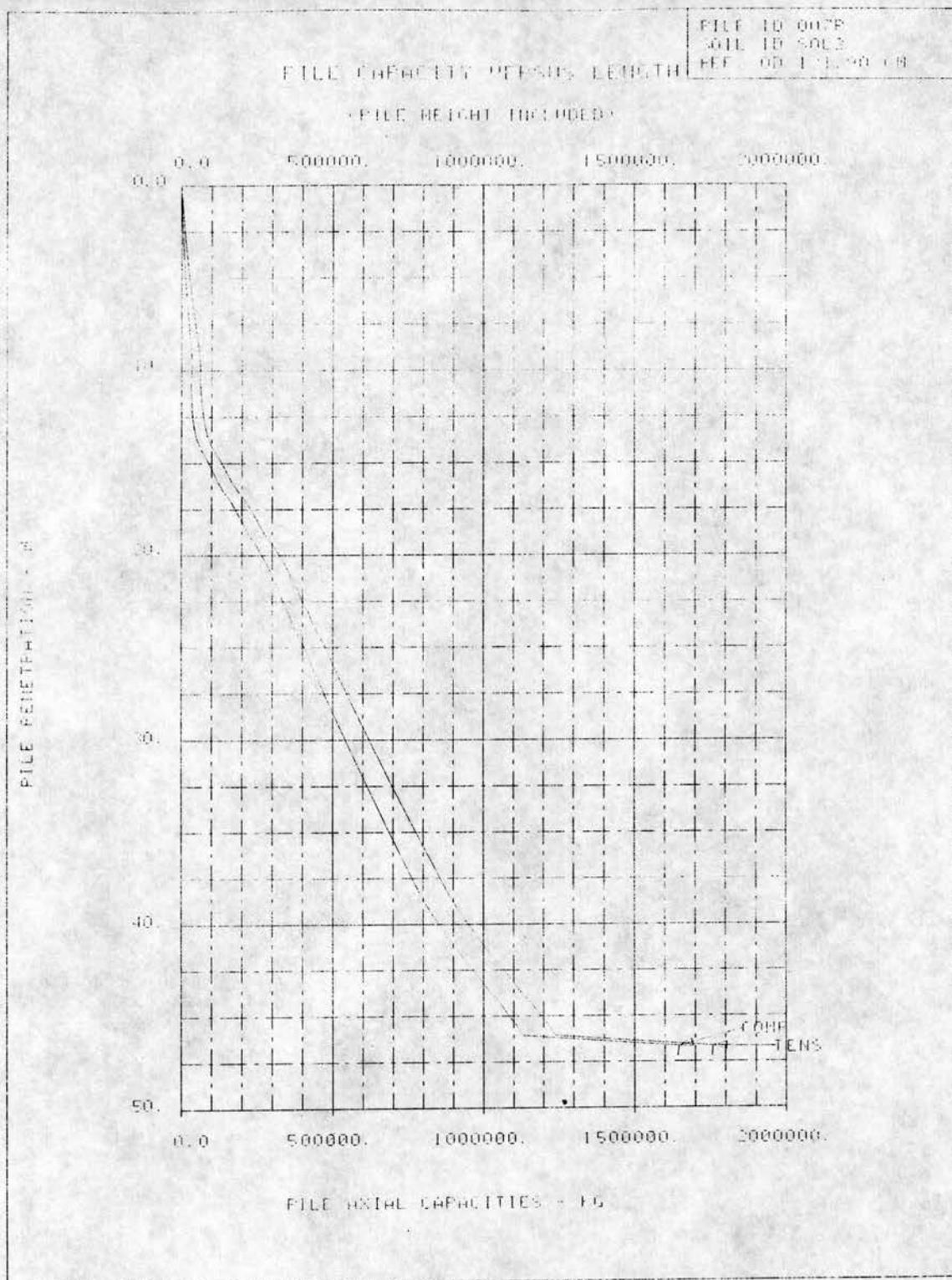


Fig.2.36. Curva de capacidad de Pilote 007P (pilote interior).

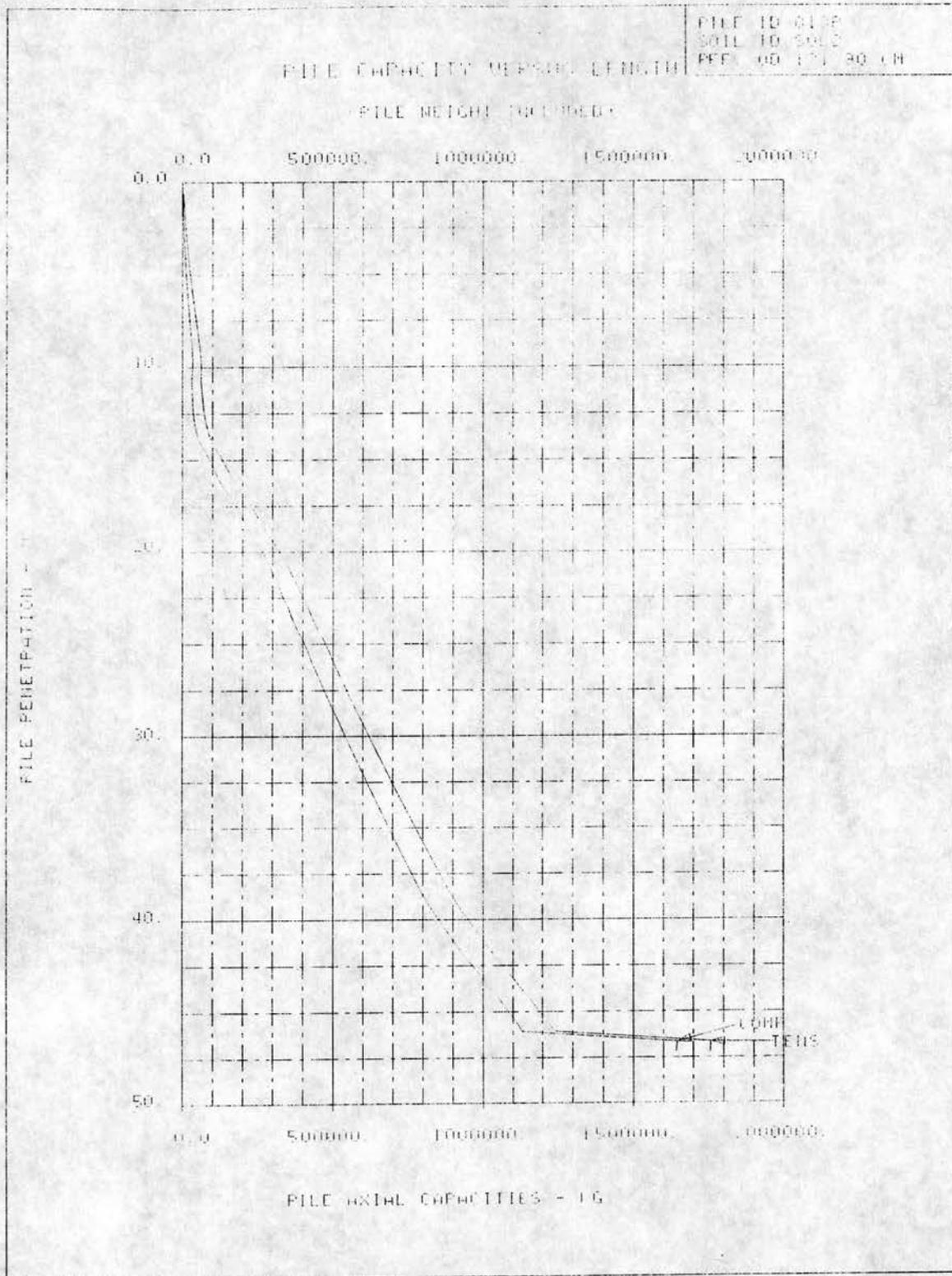


Fig. 2.37. Curva de capacidad de Pilote 013P (pilote interior).

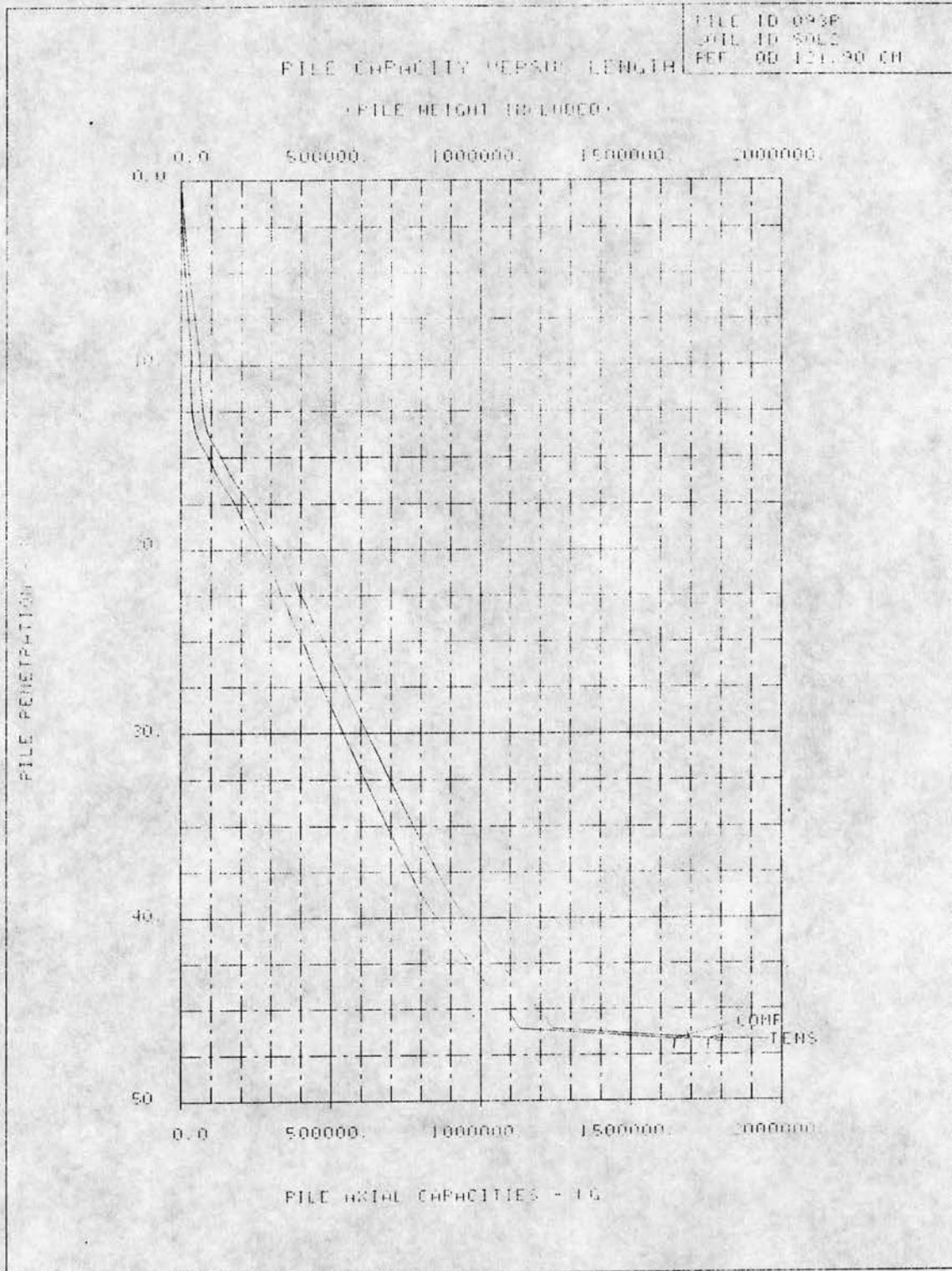
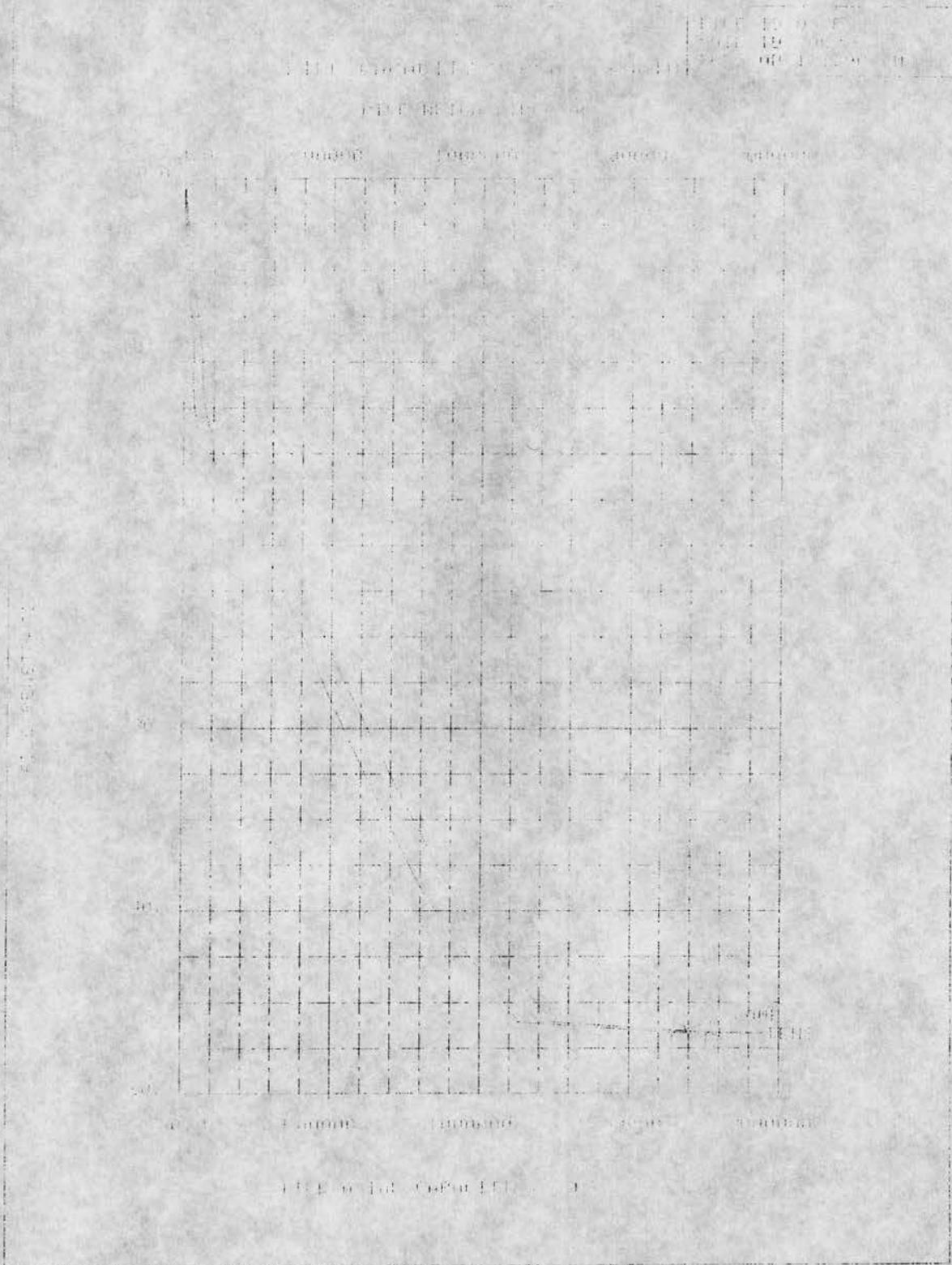


Fig. 2.38. Curva de capacidad de Pilote 093P (pilote de prueba).





De lo anterior, las siguientes tablas resumen los resultados de los pilotes indicados.

Tabla 2.32. Resumen desplazamientos en la cabeza de los pilotes

PILOTE	NODO DE LA CABEZA DEL PILOTE	DESPLAZAMIENTO LATERAL MAXIMO (CM)	CONDICION DE CARGA
A-1 (pilote de esquina)	001P	-7.65	32
A-4 (pilote de esquina)	019P	-7.82	32
B-1 (pilote de esquina)	081P	-7.61	32
B-4 (pilote de esquina)	099P	-7.86	32
A-2 (pilote interior)	007P	-8.03	32
A-3 (pilote interior)	013P	-8.06	32
B-2 (pilote interior)	087P	-7.99	32
B-3 (pilote interior)	093P	-8.02	32

Tabla 2.33. Resumen de relaciones de interacción por capacidad axial en la cabeza de los pilotes

PILOTE	NODO DE LA CABEZA DEL PILOTE	RELACION DE INTERACCIÓN	CONDICIÓN DE CARGA
A-1 (pilote de esquina)	001P	0.69	33
A-4 (pilote de esquina)	019P	0.74	35
B-1 (pilote de esquina)	081P	0.69	31
B-4 (pilote de esquina)	099P	0.75	29
A-2 (pilote interior)	007P	0.70	34
A-3 (pilote interior)	013P	0.74	34
B-2 (pilote interior)	087P	0.71	30
B-3 (pilote interior)	093P	0.75	30

Tabla 2.34. Factores de seguridad por capacidad axial en la cimentación de la plataforma.

PILOTE	NODO DE LA CABEZA DEL PILOTE	PROFUNDIDAD DE PENETRACIÓN (M)	FACTOR DE SEGURIDAD		CONDICION DE GARGA
			COMPRESION	TENSIÓN	
A-1 (pilote de esquina)	001P	61.0	2.18	6.66	33
A-4 (pilote de esquina)	019P	61.0	2.04	8.69	35
B-1 (pilote de esquina)	081P	61.0	2.20	6.53	31
B-4 (pilote de esquina)	099P	61.0	2.00	8.01	29
A-2 (pilote interior)	007P	47.2	2.16	34.9	34
A-3 (pilote interior)	013P	47.2	2.04	100	34
B-2 (pilote interior)	087P	47.2	2.12	100	30
B-3 (pilote interior)	093P	47.2	2.01	62.52	30

Tabla 2.35. Relaciones de interacción máximas por combinación de esfuerzos en la cimentación de la plataforma.

PILOTE	NODO DE LA CABEZA DEL PILOTE	PROFUNDIDAD (M)	RELACIÓN DE INTERACCIÓN MAXIMA	CONDICION DE GARGA
A-1 (pilote de esquina)	001P	16.5	0.528	33
A-4 (pilote de esquina)	019P	16.5	0.535	35
B-1 (pilote de esquina)	081P	16.5	0.523	31
B-4 (pilote de esquina)	099P	16.5	0.549	29
A-2 (pilote interior)	007P	12.8	0.566	33
A-3 (pilote interior)	013P	12.8	0.575	33
B-2 (pilote interior)	087P	12.8	0.565	31
B-3 (pilote interior)	093P	12.8	0.570	31



3. ANÁLISIS DE RESISTENCIA ÚLTIMA.

3.1. ANÁLISIS DE RESISTENCIA ÚLTIMA (PUSHOVER)

El análisis de Resistencia Última o análisis incremental de carga se llevará a cabo conforme al criterio especificado en el API-RP-2A sección 17 con excepción de lo estipulado en la norma NRF-003-PEMEX-2000. Los análisis determinarán la carga máxima que la plataforma pueda soportar para el caso dañado (estado actual incluyendo reparaciones previas), reparado (incluyendo medidas mitigantes). Para el análisis de resistencia última se incrementará el valor nominal del esfuerzo de fluencia (f_y) de los aceros que forman los elementos principales de la estructura de acuerdo a la sección 17.7.3 del API, los valores del esfuerzo último (F_u) se tomaron de la tabla 8.1 del libro "Ductile Design of Steel Structures" (Ref. 9).

El reporte del análisis de resistencia última incluirá lo siguiente:

- Descripción y resultados de las combinaciones de cargas.
- Gráficas mostrando la secuencia de colapso de elementos principales, durante el análisis.
- Cargas máximas ambientales que la plataforma puede resistir.
- Factores de Reserva de Resistencia (RSR).

3.2. MÉTODO INCREMENTAL DE CARGA (PUSHOVER).

Este método idealiza cargas dinámicas como un sistema de cargas estáticas, o bien directamente analiza un sistema de cargas de tipo permanente que actúen sobre la plataforma.

El método consiste en la realización de una serie de interacciones en las que se van efectuando determinados incrementos a un cierto tipo de carga, al final de cada iteración se efectúan revisiones de las condiciones nuevas de los elementos (juntas, miembros principales, miembros secundarios y pilotes), para poder simular el posible daño que se pudiera hacer suscitado en el mismo.

Se prosigue iterando hasta que la estructura, matemáticamente hablando, sea considerada como inestable, formándose así un mecanismo global de colapso.

Al máximo esfuerzo que soporta el material, hasta antes de sufrir una ruptura, se le denomina resistencia última.

El análisis de plataforma marinas fijas, con métodos de análisis inelásticos, es de gran interés debido a que el análisis elástico tradicional no describe la realidad del comportamiento de la plataforma al someterla a cargas mayores a las que se consideraron en el diseño.



Cuando se llega a un valor de esfuerzos tal que, sin incrementos importantes de carga existen grandes incrementos de deformación, se dice que ha llegado al esfuerzo de fluencia.

En general el análisis por esfuerzos permisibles se basa en que se asegure que la estructura siempre trabajara en el intervalo elástico al considerar que sus elementos estarán sometidos a un cierto porcentaje de su esfuerzo de fluencia, otorgando con ello un factor de seguridad a la estructura.

El comportamiento plástico del acero al llegar a la fluencia, lejos de ser un inconveniente como material de construcción, lo hace mas seguro, ya que al tener grandes deformaciones antes de la ruptura permite evitar catástrofes de colapsos no anunciados.

Después de que el acero ha alcanzado un comportamiento plástico se presenta un sobre resistencia en el material denominada: endurecimiento por deformación, esta zona de sobrecapacidad no es considerada en el diseño por existir un enorme estrangulamiento de la sección.

El esfuerzo de fluencia superior se presenta cuando se da una aplicación rápida de carga, mientras que el inferior lo hace en velocidades bajas.

El fenómeno conocido como de endurecimiento por deformación que se presenta cuando el material se encuentra sometido a grandes esfuerzos, aun en la actualidad es despreciado ya que no se han hecho suficientes pruebas físicas que avalen del todo su consideración en la evaluación estructural y mucho menos como para ser considerados en el diseño estructural.

El análisis de resistencia última requiere de una evaluación completa de la plataforma a estudiar, con el objeto de obtener valores de cargas verticales, ya que este tipo de cargas originan un comportamiento crítico en la estructura ante condiciones de alta deformación horizontal global.

El factor de reserva de resistencia se debe entender como una cuantificación de la seguridad que posee la estructura en caso de que sea solicitada por condiciones extremas (tormenta). Este factor es obtenido mediante una división donde el dividendo es el modulo de la carga horizontal última (carga que ocasiona el colapso de la estructura con modelación de los daños graduales) y el divisor el modulo de la carga horizontal de diseño. Obviamente este factor debe ser mayor que uno, siempre y cuando la estructura se halle en servicio.

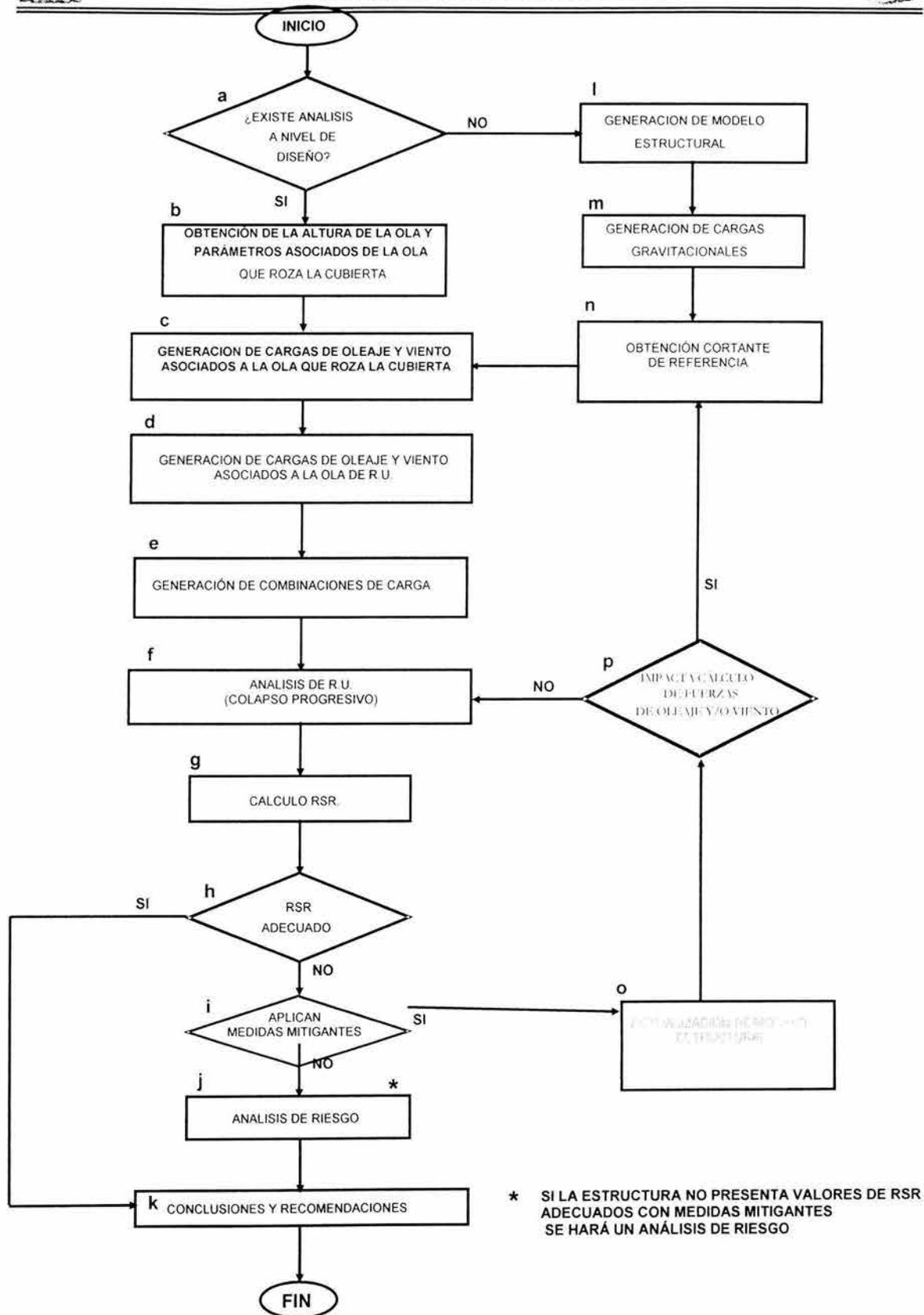


Fig.3.1. Diagrama de flujo para Análisis No Lineal de Resistencia Última.



3.3. BASES DEL ANÁLISIS

En esta sección se describe la metodología general del análisis que se seguirá para el análisis no lineal de resistencia última.

3.3.1. MODELO ESTRUCTURAL

El modelo estructural que se usará en el análisis de resistencia última se simplificará por medio de la consideración de comportamiento lineal de los elementos secundarios que no contribuyen a la rigidez de la estructura.

Todos los accesorios, que no contribuyan a la rigidez de la estructura, serán removidos del modelo o considerados como linealmente elásticos. Estos accesorios incluyen: embarcaderos, defensas, sumideros, camisas, etc., y los miembros que conectan estos accesorios con la estructura principal. Las fuerzas ambientales sobre estos accesorios serán calculadas y aplicadas sobre el modelo analítico. Además, los nodos requeridos para fijar estos accesorios podrían ser removidos, para mejorar la eficiencia del modelo estructural del análisis no lineal.

El análisis no lineal realizado con la subrutina COLLAPSE del programa SACS (Ref. 6) se basa en el método de la Unidad Estructural Idealizada adaptado y desarrollado para análisis de colapso progresivo de plataformas costa afuera.

Este método considera que los miembros esbeltos presentan un comportamiento tipo viga-columna el cual es representado por formulaciones basadas en métodos energéticos, donde los términos que definen la rigidez son una función no lineal de la fuerza axial. Se introducen articulaciones plásticas en los lugares donde la sección transversal del elemento alcanza su capacidad última. La matriz de rigideces es modificada para tomar en cuenta las articulaciones plásticas, y se incrementa la carga hasta que la siguiente sección transversal alcanza su capacidad última. El proceso continúa hasta que se forma un mecanismo completo y la carga ya no puede incrementarse.

La no linealidad de los elementos viga – columna esta basado en el esfuerzo de cedencia del miembro. La combinación del esfuerzo axial y de pandeo es calculada y las propiedades de rigidez modificadas de tal modo que la superficie de cedencia sea mantenida. Esto significa que las fuerzas y momentos en un elemento viga – columna cambiarán pero nunca excederá su esfuerzo de cedencia.

El análisis de colapso toma en cuenta la flexibilidad de las juntas formadas por elementos tubulares, ya que ésta afecta el comportamiento de la estructura, y cambia el patrón de carga. El programa genera un elemento de transición entre el miembro principal y miembro secundario con las siguientes consideraciones: la junta tiene propiedades de elementos tipo placa; se realiza un análisis integrado placa/marco (estructura reticular); durante la generación del sistema de la matriz de rigideces de la estructura se realiza un análisis tipo placa de cada junta tubular; las características de rigidez del elemento de transición de la junta tubular resultan del análisis de placa. Los elementos tipo placa son resueltos basados en consideraciones de placas apoyadas en forma simple y sujetas a cargas altamente concentradas y distribuidas, las cargas a las que están sujetos son: radial, tangencial, momento alrededor de eje X y momento alrededor del eje Y.

El pandeo local de elementos tubulares es tomado en cuenta al reducir la capacidad plástica de la sección transversal.



3.3.2. MODELADO DE LA CIMENTACIÓN

El análisis considerará la resistencia no lineal del suelo para obtener la repuesta mas adecuada de la cabeza del pilote en cada etapa de carga. Las curvas T-Z, Q-Z, y P-Y son generadas a partir de las recomendaciones indicadas en la sección 6 del API RP 2A, 20a edición. Para suelos arcillosos la resistencia última (t_{ult}) es menor que el valor máximo (t_{max}). El rango de los valores últimos varía entre 0.7 y 0.9 de t_{max} , dependiendo del tipo de suelo. Se usará un factor de 0.8 debido a los resultados de las pruebas de laboratorio. El " t_{ult} " para arenas será igual a " t_{max} ".

La norma NRF-003-PEMEX-2000 indica que la resistencia al corte de los suelos arcillosos podrá incrementarse en un 20% para el análisis de resistencia última para plataformas que tengan 10 años o más de haber sido instaladas.

En este caso, el incremento en la resistencia al corte de los suelos arcillosos aplica debido a que la plataforma fue instalada en el año de 1979.

3.3.3. CONSIDERACIONES DEL ANÁLISIS

El análisis se desarrollará de tal forma que se pueda alcanzar un mecanismo de colapso. Es posible que la plataforma exhiba un comportamiento frágil, debido al tipo de marcos usados. En este caso, se tienen marcos con arriostramientos y juntas tipo **K**. Se ha demostrado en pruebas de laboratorio que cuando el miembro a compresión de un panel con arriostramientos tipo **K** pandea y empieza a descargar, la tensión alcanzada por el otro miembro también se descargará. La pérdida de la carga por el arriostramiento deberá ser tomada por el conjunto *piernas / pilote de la subestructura*. La resistencia de la pierna combinada con el pilote en pandeo generalmente no es suficiente para absorber la descarga correspondiente a la resistencia axial del elemento en compresión. Debido a esto, ambos elementos solo absorberán una pequeña cantidad de carga del elemento pandeado, y un gran incremento en los desplazamientos horizontales y en los momentos de pandeo de las piernas, esto es considerado como un comportamiento frágil. De esta manera, las curvas de deflexión contra carga no exhibirán un comportamiento no lineal bien definido, el cual si puede observarse en forma clara en estructuras con marcos con arriostramientos tipo **X**.

Un total de tres direcciones de oleaje serán consideradas en el análisis no lineal de resistencia última. Las direcciones escogidas se basarán en relación a las cargas máximas ambientales producidas sobre la estructura, determinadas con el análisis a nivel de diseño.

3.4. APLICACIÓN DE CARGAS

El análisis de resistencia última se desarrollará en la plataforma para la condición con daños. La carga será aplicada a la estructura en tres etapas. Las cargas se aplican de esta forma porque la respuesta estructural en un análisis no lineal es dependiente del patrón de cargas. La primera etapa consistirá en la aplicación del total de la carga por gravedad. Esto incluye la carga muerta así como los casos apropiados de carga viva por operación para la obtención de esfuerzo último. Después de aplicar la carga de la etapa uno y determinar la respuesta estructural, se aplicará la carga por oleaje, corriente y



viento asociada con la ola que tenga una elevación de cresta igual a la parte inferior de las vigas de la cubierta inferior, y se determinará la respuesta de la estructura, esta ola será referida como la ola que “toca” la cubierta. La tercera etapa de carga consistirá de la diferencia entre las fuerzas asociadas a la ola de resistencia última, viento y corriente asociado, y todas aquellas fuerzas asociadas con la ola que “toca” la cubierta. El análisis continuará hasta que se forme un mecanismo de falla de la estructura.

La Norma NRF-003-PEMEX-2000 contiene la definición de los parámetros de la ola de resistencia última. Si la altura de la cresta es mayor que la elevación de la parte inferior de las vigas de la cubierta inferior, el análisis se desarrollará en las tres etapas descritas anteriormente. Los parámetros de la ola que “toca” la cubierta se definirán por interpolación lineal entre los parámetros de la ola de diseño por tormenta y los de la ola de resistencia última. Esto incluye altura y período de la ola, el perfil de la corriente y la velocidad del viento.

La etapa final de carga es calculada a partir de la diferencia entre las cargas correspondientes a la ola de resistencia última, incluyendo viento y corriente, y las cargas asociadas a la ola que “toca” la cubierta. Las fuerzas generadas en la cubierta debido a la ola de resistencia última son aplicadas en esta etapa final.

3.5. PARAMETROS METEOROLOGICOS Y OCEANOGRAFICOS.

Los valores de los parámetros meteorológicos y oceanográficos correspondientes a la altura de ola de 15.00 metros y 23.00 metros (ver tablas 3.1.a y 3.1.b), fueron tomados de las tablas proporcionadas en la Norma de Referencia NRF-003-PEMEX-2000 para la Evaluación y el Diseño de Plataforma Marinas fijas en la Sonda de Campeche (Ref. 3). Para la ola que pasa por debajo del paño inferior de las traveses que soportan la cubierta inferior (19.80 metros, los parámetros se calcularon mediante una interpolación de valores entre las alturas de ola de 15.00 y 23.00 metros, ver tabla 3.1.c).

Tabla 3.1.a Parámetros de oleaje, marea, viento y corriente para altura de ola H = 15.00 m.

PARÁMETROS CORRESPONDIENTES A LA ALTURA DE OLA DE REFERENCIA (PERIODO DE RETORNO DE 94 AÑOS).	
DESCIPCION	DATOS
Altura de ola de referencia	15.00 m
Altura de la marea astronómica	0.760 m
Altura de la marea de tormenta	0.980 m
Velocidad del viento	35.75 m/seg.
Velocidad de corriente:	
0% de Prof.	1.11 m/seg.
50% de Prof.	0.83 m/seg.
95% de Prof.	0.70 m/seg.
Teoría de oleaje utilizada	Stream Fuction 5° orden



Tabla 3.1.b Parámetros de oleaje, marea, viento y corriente para altura de ola H = 23.00 m.

PARÁMETROS PARA RESISTENCIA ÚLTIMA CORRESPONDIENTES A UNA CATEGORÍA DE EXPOSICIÓN MUY ALTA.	
DESCRIPCIÓN	DATOS
Período de la ola	14.24 seg
Altura de la marea astronómica	0.760 m
Altura de la marea de tormenta	1.270 m
Velocidad del viento	53.06 m/seg
Velocidad de corriente:	
0% de prof.	175 cm/seg
50% de prof.	147 cm/seg
95% de prof.	109 cm/seg
Teoría de oleaje utilizada	Stream Fuction 7° orden

Tabla 3.1.c Parámetros de oleaje, marea, viento y corriente para altura de ola H = 19.80 m.

PARÁMETROS CORRESPONDIENTES A LA ALTURA DE OLA QUE PASA POR DEBAJO DEL PAÑO INFERIOR DE LAS TRABES QUE SOPORTAN LA CUBIERTA INFERIOR.	
DESCRIPCIÓN	DATOS
Período de la ola	19.80 seg
Altura de la marea astronómica	0.760 m
Altura de la marea de tormenta	1.150 m
Velocidad del viento	46.14 m/seg
Velocidad de corriente:	
0% de prof.	149.40cm/seg
50% de prof.	121.40 cm/seg
95% de prof.	93.40 cm/seg
Teoría de oleaje utilizada	Stream Fuction 7° orden

Para determinar esta altura de ola se consideró que el punto más bajo de la cubierta inferior es en las traveses de los ejes A y B, siendo esta elevación +14.50 m. s. n. m.

Las consideraciones generales utilizadas en los análisis de resistencia última son las siguientes:

- Se consideran como elementos elásticos los siguientes:
 - Todos los elementos que conforman las cubiertas de la superestructura.
 - Los ductos ascendentes
 - Todos los elementos ficticios.
- Se modelaron elementos reforzados mediante cementado como elementos con propiedades mecánicas equivalentes a la sección compuesta (acero - cemento).
- Para efectos de evaluación por Resistencia Última, la capacidad al esfuerzo cortante para las arcillas fue incrementada en un 20% del valor que nos reporta el estudio indicado en el punto 2.3.5, de acuerdo a la fecha de instalación de la plataforma y a lo que marca la norma de referencia NRF-003-PEMEX-2000 (Ref. 3)



3.6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para la realización de este análisis se tomó como referencia el modelo tridimensional utilizado en el análisis a nivel de diseño (capítulo 2 de este documento), en el cual se realizaron las modificaciones correspondientes para realizar el Análisis Resistencia Última, mediante la ayuda del programa PRECEDE (Ref. 7).

Con ayuda del programa SEASTATE (Ref. 5) se generaron las fuerzas de viento, oleaje y corriente que inciden sobre la estructura aplicando los parámetros dados en la norma de referencia NRF-003-PEMEX-2000 (Ref. 3), y las recomendaciones del API RP-2A Ed. 20 (Ref. 4). Con los resultados obtenidos en formato del programa SACS (Ref. 6) se realizó el análisis de Resistencia Última de la plataforma.

Para el caso del análisis de Resistencia Última se consideraron 3 direcciones: +X (0°), +X+Y (45°) y +Y (90°) respecto al sistema global de ejes de la plataforma (ver Fig. 3.2.)

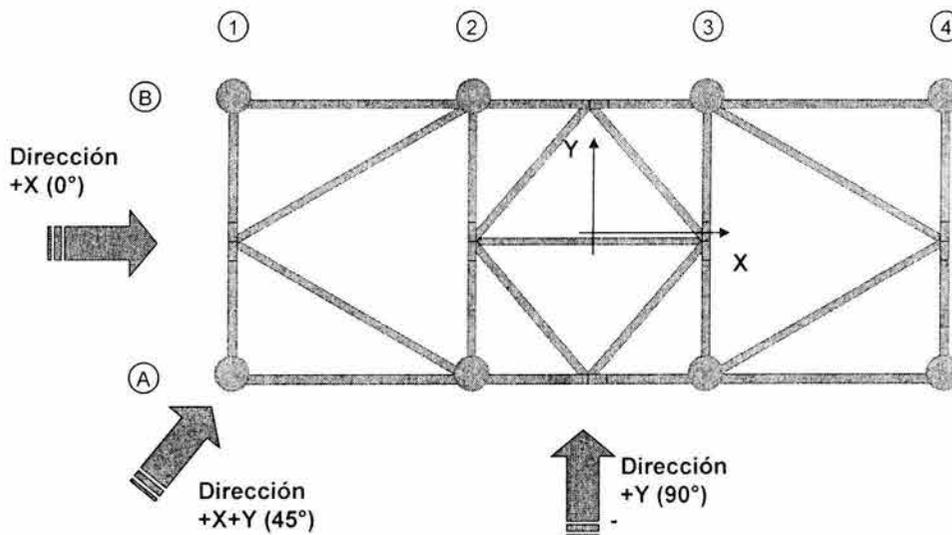


Fig. 3.2. Direcciones de incidencia para el Análisis de resistencia última.

El análisis de Resistencia Última se realizó empleando la subrutina COLLAPSE del programa SACS (Ref. 6), el cual realiza un análisis inelástico de la plataforma considerando las características no lineales de los elementos utilizados en la fabricación de la estructura, e incrementando gradualmente las cargas de oleaje hasta alcanzar el mecanismo de colapso de la estructura, lo que provocaría su falla estructural.

La información proporcionada por la norma de referencia NRF-003-PEMEX-2000 permitió modelar los efectos del oleaje sobre la plataforma, empleando los programas de análisis estructural indicados, realizando su evaluación mediante la aplicación de la totalidad de las cargas gravitacionales, en una primera instancia, para posteriormente aplicar en forma gradual y progresiva, las cargas correspondientes (oleaje bajo la cubierta y oleaje de



Resistencia Última) a los efectos del oleaje golpeando tanto a la plataforma misma como a la cubierta de la superestructura y al equipo o tuberías ahí localizados hasta lograr la falla de la plataforma.

De los resultados de los análisis de Resistencia Última, se determina el Factor de Reserva de Resistencia (RSR) de la plataforma, el cuál se define como:

$$RSR = \frac{P_U}{P_D} \dots 3.1$$

Donde:

P_U = Cortante Basal último de la estructura (correspondiente al incremento de carga para el cual se presenta la condición de colapso de la estructura).

P_D = Cortante Basal de referencia (correspondiente a una altura de ola de $H = 15.0$ m, periodo de retorno promedio de 100 años).

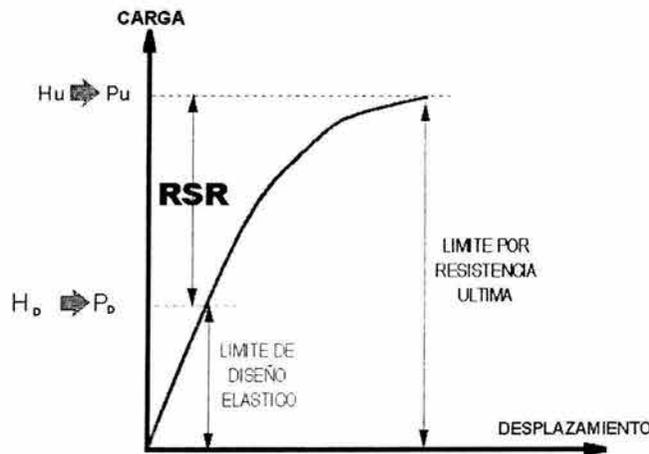


Fig. 3.3 Gráfica Carga-Desplazamiento (R. S. R).

FUERZAS DE OLAJE EN CUBIERTA.

Las fuerzas de oleaje y corriente en la cubierta F_{dk} , se calculan mediante la siguiente expresión:

$$F_{dk} = \frac{1}{2} \rho C_d (\alpha_{wkf} V + \alpha_{cbf} U)^2 A \dots 3.2$$

Donde: ρ es la densidad del agua,

C_d es el coeficiente de arrastre, mismo que tendrá una variación lineal respecto a la profundidad los valores recomendados se obtienen de la Tabla Com. 12.1 de la NRF-Pemex-2000,

α_{wkf} es el coeficiente de cinemática de la ola (0.85 para el área en estudio)

V es la velocidad horizontal del flujo incidiendo sobre el área mojada, obtenida de acuerdo con la teoría de oleaje recomendada en la sección 2.3.1b del API-RP-2A (WSD), 20ª Edición

α_{cbf} es el factor de bloqueo de la corriente para la subestructura tomado de la sección 2.3.1b del API-RP-2A (WSD), 20ª Edición y

U es la velocidad de la corriente en la superficie (0% de la profundidad) asociada con la ola,

DETERMINACIÓN DE LAS FUERZAS PRODUCIDAS POR OLEAJE EN LA PLATAFORMA DE PRODUCCION TEMPORAL AKAL-C 1

	Altura de cresta (m)	Largo a considerar (m)	Ancho a considerar (m)	Elevación del nivel más bajo del área mojada (m)	Diferencia entre altura de cresta y nivel más bajo del área mojada (m)	Area expuesta en sentido transversal (m ²)	Area expuesta en sentido longitudinal (m ²)	Angulo de incidencia de la ola (Grados)	Proyección del área mojada (m ²)
Sentido Long.	17.37	41.100	29.000	14.5	2.87	118.121	83.346	0	83.346
Diagonal	17.37	41.100	29.000	14.5	2.87	118.121	83.346	45	142.459
Sentido Trans.	17.37	41.100	29.000	14.5	2.87	118.121	83.346	90	118.121

Máxima velocidad horizontal V(m/s)	Velocidad de la corriente asociada con la ola U(m/s)	Coefficiente de cinemática $\alpha w k f$	Factor de bloqueo para la subestructura $\alpha c b f$	Coefficiente de arrastre máximo $C d_{max}$	$V c^2 / g$	Coefficiente de arrastre a la altura media de el área mojada $C d$	Magnitud de la fuerza horizontal Fdk(Tonf)	Fuerza por nodo (Ton)	Momento por nodo (Ton-m)
6.879	2.675	0.85	0.80	2.0	4.824	0.596	165.529	20.691	29.733
6.879	2.675	0.85	0.85	1.5	4.824	0.447	219.364	27.421	39.403
6.879	2.675	0.85	0.70	2.0	4.824	0.596	219.144	27.393	39.364

Componente para la dir. Diag. = 19.39

$g = \text{aceleración de la gravedad} = 9.81$
 $g = (m/s^2) = 104.504$

$p = \text{densidad del agua} = 104.504$
 $p (k-s^2/m^4) = 104.504$

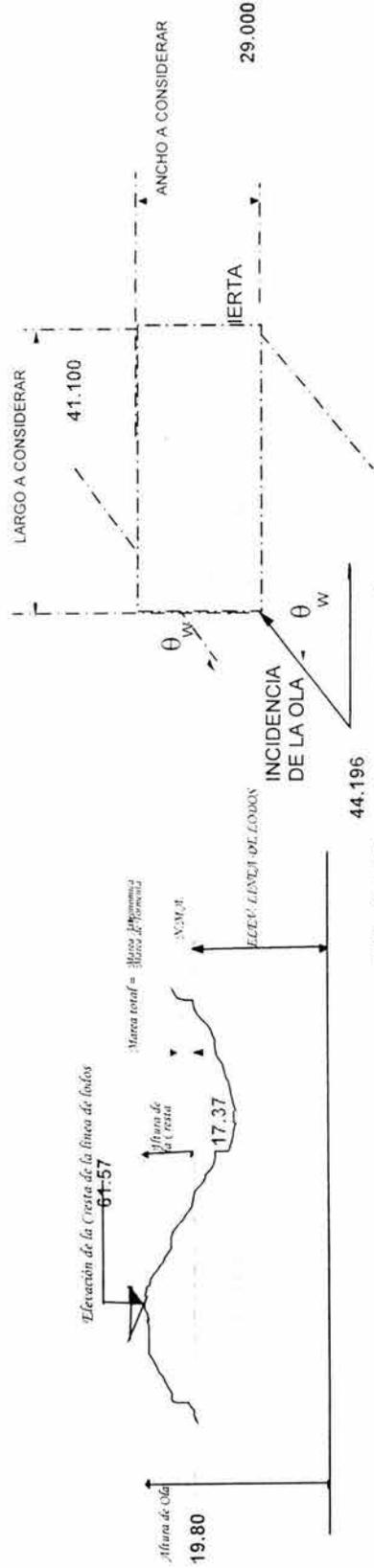


Tabla 3.2. Cálculo de fuerzas sobre la cubierta.

En la tabla 3.2 se muestra el procedimiento para obtener la fuerza de oleaje en cubierta (Elev. + 15.5 m), dichas fuerzas se cargan en los nodos de los ejes principales del modelo.

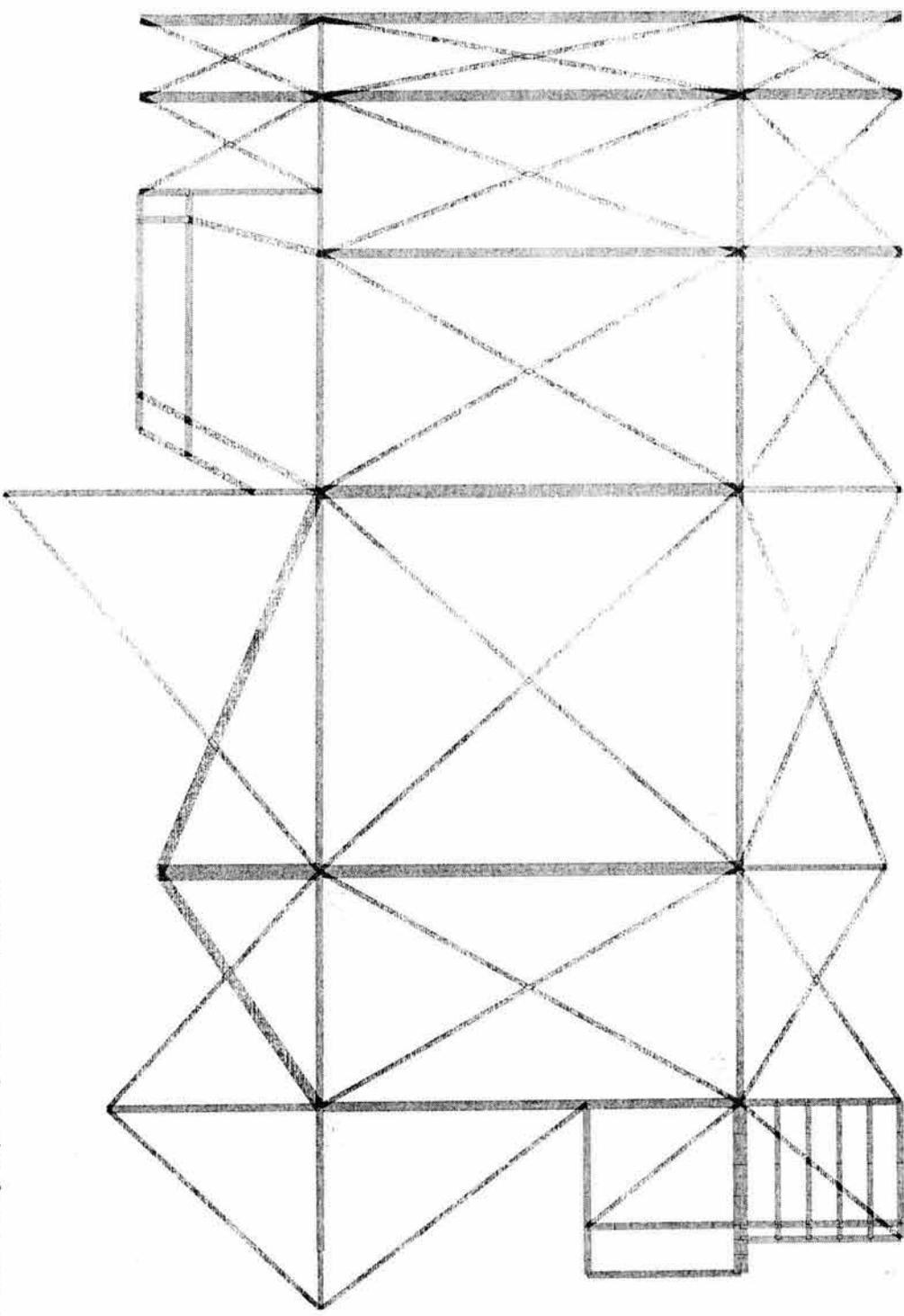


Fig. 3.4. Nodos de cubierta inferior, para cargar la fuerza de oleaje.



3.7. CONDICIONES Y COMBINACIONES DE CARGA

Para realizar el análisis en las direcciones indicadas en la figura 3.2, se combinaron un total de 16 cargas básicas (ambientales y gravitacionales) el porcentaje indicado se presenta en la tabla 3.3, para el caso de la dirección +X.

Tabla 3.3. Porcentajes de combinación de carga para análisis de R. U. en dirección +X

CONDICIONES DE CARGA		PORCENTAJES		
1.	PESO PROPIO - FLOTACION *	1.00		
2.	SISTEMA DE PISO EN ELEVACION +15.850 M *	1.00		
3.	SISTEMA DE PISO EN ELEVACION +20.749 M *	1.00		
4.	CARGA VIVA EN CUBIERTA +15.850 M *	1.00		
5.	CARGA VIVA EN CUBIERTA +20.749 M *	1.00		
6.	CARGA DE EQUIPO EN ELEVACION +15.850 *	1.00		
7.	CARGA DE EQUIPO EN ELEVACION +20.749 *	1.00		
8.	SISTEMA DE PISO DE ESTRUCTURAS DE APOYO EN ELEV. +20.749 M	1.00		
9.	CARGA VIVA DE ESTRUCTURAS DE APOYO EN ELEV. +20.749 M	1.00		
10.	CARGA DE EQUIPO EN ESTRUCTURAS DE APOYO EN ELEV. +20.749 M	1.00		
11.	CARGAS DE PUENTES *	1.00		
12.	ANODOS DE SACRIFICIO *	1.00		
13.	VIENTO EN DIRECCION +X H = 19.8 m *		1.00	-1.00
14.	VIENTO EN DIRECCION +X H = 23.0 m *			1.00
17.	OLEAJE Y CORRIENTE EN TORMENTA +X (0°) H = 19.8 m		1.00	-1.00
18.	OLEAJE Y CORRIENTE EN TORMENTA +X (0°) H = 23.0 m *			1.00
19.	FUERAZA POR ARRIBA DE LA CUBIERTA INFERIOR +X H = 2.87 m			1.00
COMBINACIONES DE CARGA		GRAVITACIONALES		
		OLA POR DEBAJO DE LA CUBIERTA INF.		
		OLA POR ARRIBA DE LA CUBIERTA INF.		
		40	50	60

De las figuras 3.5 y 3.6 se pueden observar las cargas resultantes totales aplicadas en el análisis de de Resistencia Última para dirección +X, y se indican en la tabla 3.3.

Tabla 3.4. Relación de cargas resultantes para dirección +X

Combinación de Carga	Cortante Basal (Ton)
50	2229.87
60	1244.52

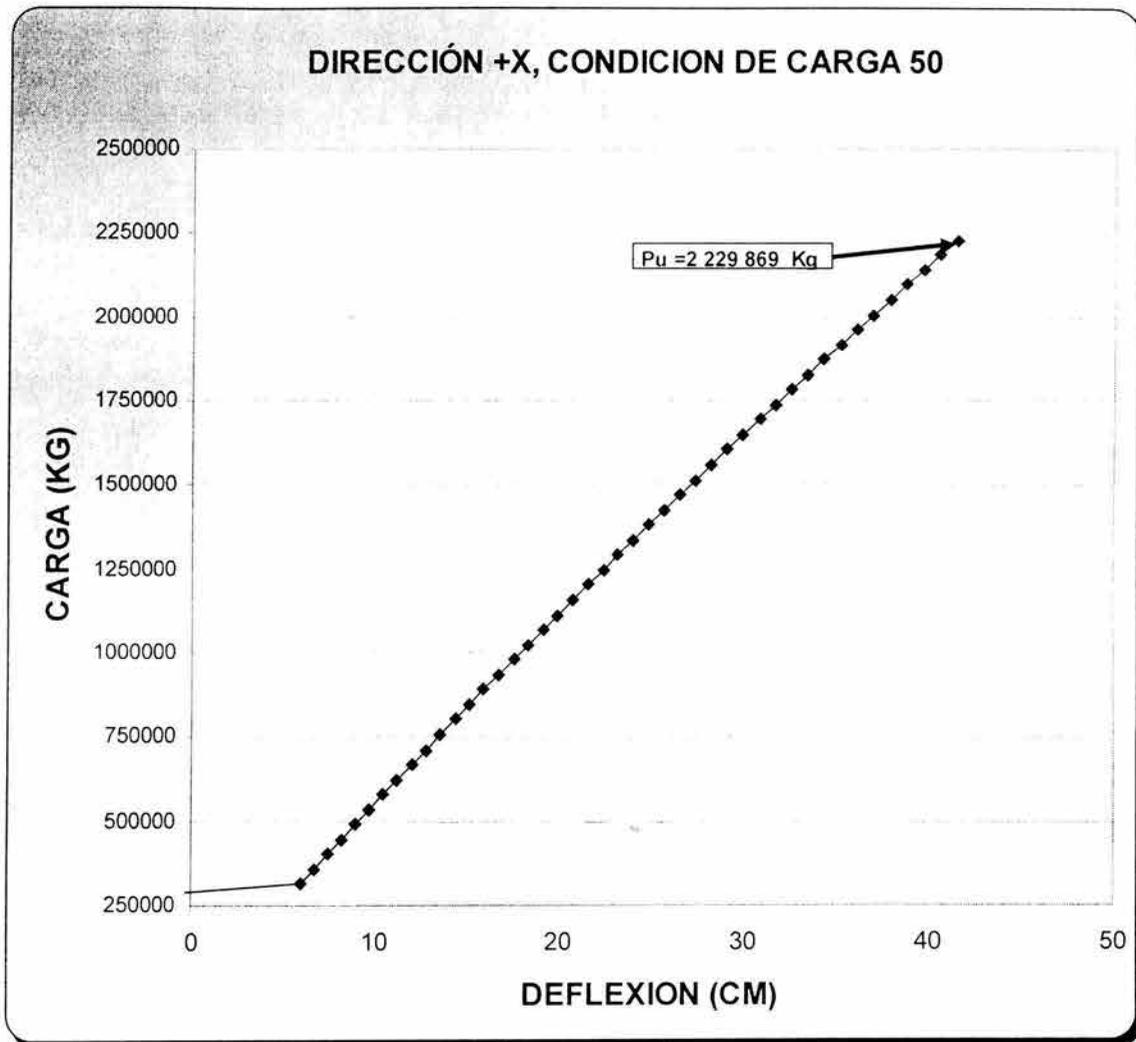


Fig. 3.5 Gráfica carga – deflexión, para la condición de carga 50

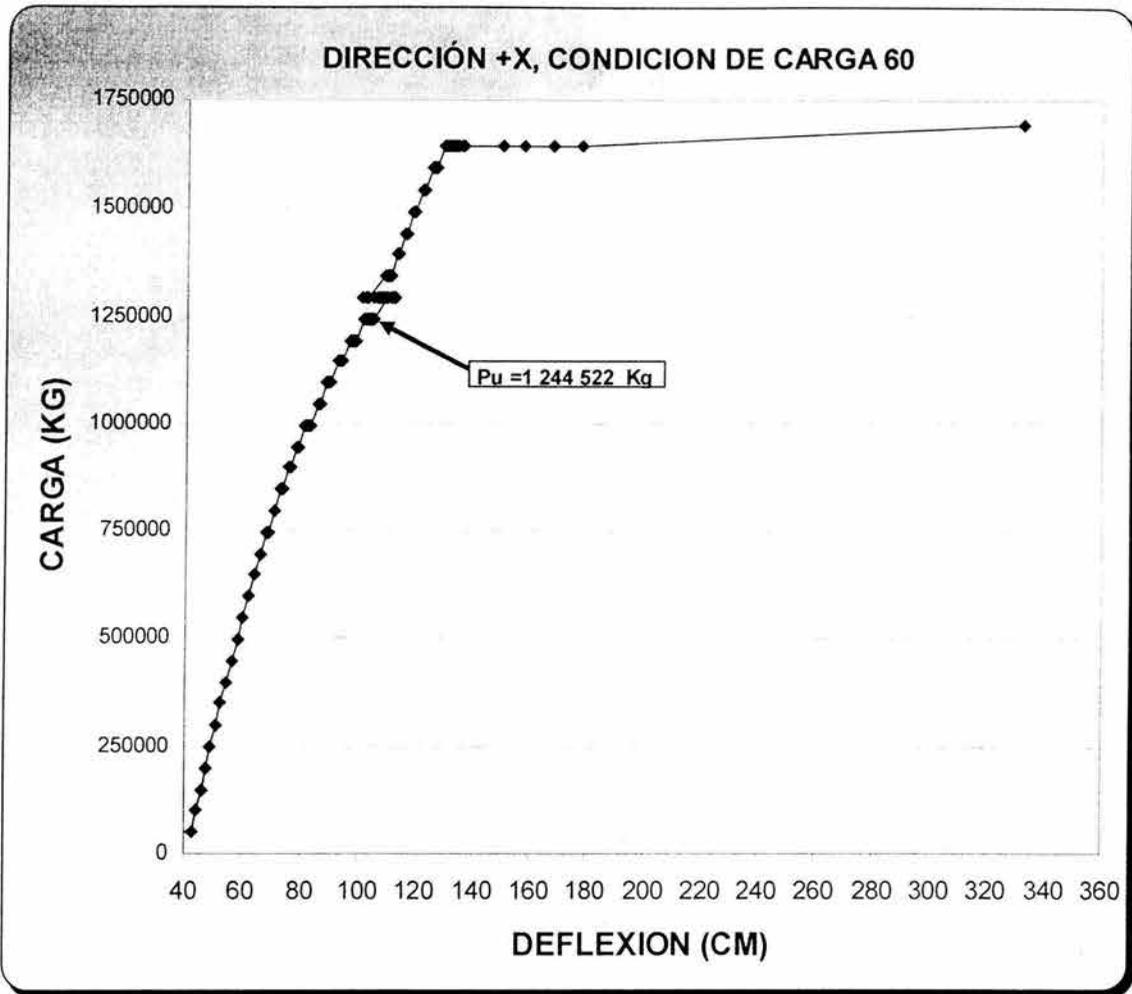


Fig. 3.6 Gráfica carga – deflexión, para la condición de carga 60

Para obtener el cortante último se emplea la siguiente formula:

$$V(x)_{R.U.} = (F_c * P_u)_{50} + (F_c * P_u)_{60} \dots (3.2)$$

Donde:

V x = cortante último en dirección X

Fc = factor de carga en la condición correspondiente

Pu = Carga última en la condición correspondiente

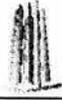
$$V_x = (1.0 * 2229.4)_{50} + (0.75 * 1244.5)_{60} = 3162.77 \text{ ton}$$



Para el caso de la dirección **+X +Y** se combinaron un total de 19 cargas básicas (ambientales y gravitacionales) el porcentaje indicado se presenta en la tabla 3.5.

Tabla 3.5. Porcentajes de combinación de carga para análisis de R. U. en dirección +X +Y

CONDICIONES DE CARGA		PORCENTAJES		
1.	PESO PROPIO - FLOTACION *	1.00		
2.	SISTEMA DE PISO EN ELEVACION +15.850 M *	1.00		
3.	SISTEMA DE PISO EN ELEVACION +20.749 M *	1.00		
4.	CARGA VIVA EN CUBIERTA +15.850 M *	1.00		
5.	CARGA VIVA EN CUBIERTA +20.749 M *	1.00		
6.	CARGA DE EQUIPO EN ELEVACION +15.850 *	1.00		
7.	CARGA DE EQUIPO EN ELEVACION +20.749 *	1.00		
8.	SISTEMA DE PISO DE ESTRUCTURAS DE APOYO EN ELEV. +20.749 M	1.00		
9.	CARGA VIVA DE ESTRUCTURAS DE APOYO EN ELEV. +20.749 M	1.00		
10.	CARGA DE EQUIPO EN ESTRUCTURAS DE APOYO EN ELEV. +20.749 M	1.00		
11.	CARGAS DE PUENTES *	1.00		
12.	ANODOS DE SACRIFICIO *	1.00		
13.	VIENTO EN DIRECCION +X H = 19.8 m *		0.707	0.707
14.	VIENTO EN DIRECCION +X H = 19.8 m *			0.707
15.	VIENTO EN DIRECCION +X H = 23.0 m			0.707
16.	VIENTO EN DIRECCION +X H = 23.0 m *			0.707
17.	OLEAJE Y CORRIENTE EN TORMENTA +X +Y (45°) H = 19.8 m		1.00	-1.00
18.	OLEAJE Y CORRIENTE EN TORMENTA +X +Y (45°) H = 23.0 m			1.00
19.	FUERAZA POR ARRIBA DE LA CUBIERTA INFERIOR +X +Y H = 2.87 m			1.00
COMBINACIONES DE CARGA		GRAVITACIONALES		
		OLA POR DEBAJO DE LA CUBIERTA INF.		
		40	50	60



De las figuras 3.7 y 3.8 se pueden observar las cargas resultantes totales aplicadas en el análisis de de Resistencia Última para dirección +X +Y, y se indican en la tabla 3.6.

Tabla 3.6. Relación de cargas resultantes para dirección +X +Y

Combinación de Carga	Cortante Basal (Ton)
50	2302.16
60	964.20

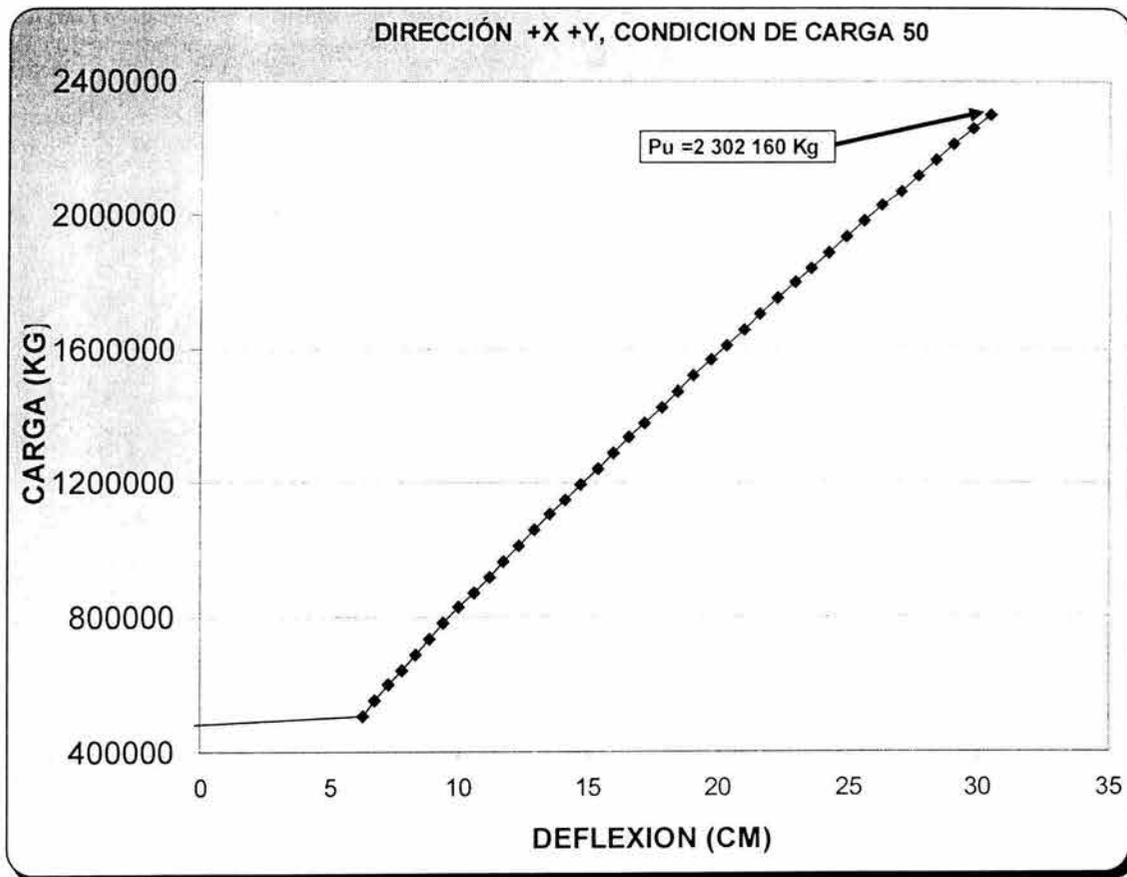


Fig. 3.7. Gráfica carga – deflexión, para la condición de carga 50

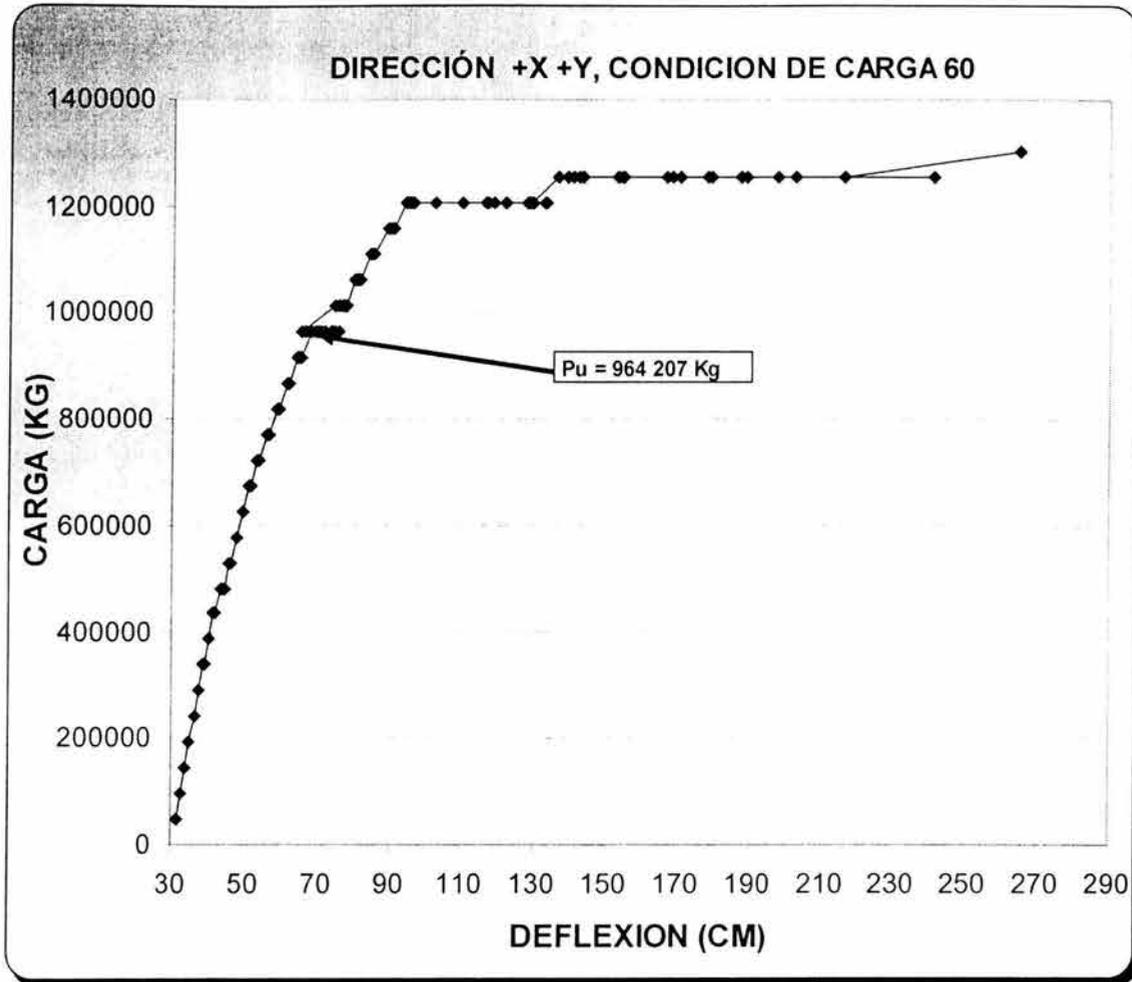


Fig. 3.8. Gráfica carga – deflexión, para la condición de carga 60

Para obtener el cortante último se emplea la siguiente formula:

$$V(xy)_{R.U.} = \left(Fc * \left((Pu_x)^2 + (Pu_y)^2 \right)_{50} \right) + \left(Fc * \left((Pu_x)^2 + (Pu_y)^2 \right)_{60} \right) \dots (3.3)$$

Donde:

V xy = cortante último en dirección XY

Fc = factor de carga en la condición correspondiente

Pu = Carga última en la condición correspondiente

$$V(xy)_{R.U.} = \left(1.0 * \left((1633.12)^2 + (1622.61)^2 \right)_{50} \right) + \left(0.6 * \left((1204.5)^2 + (1063.79)^2 \right)_{60} \right) = 3266.36ton$$



Para el caso de la dirección **+Y** se combinaron un total de 16 cargas básicas (ambientales y gravitacionales) el porcentaje indicado se presenta en la tabla 3.7.

Tabla 3.7. Porcentajes de combinación de carga para análisis de R. U. en dirección +Y

CONDICIONES DE CARGA		PORCENTAJES		
1.	PESO PROPIO - FLOTACION *	1.00		
2.	SISTEMA DE PISO EN ELEVACION +15.850 M *	1.00		
3.	SISTEMA DE PISO EN ELEVACION +20.749 M *	1.00		
4.	CARGA VIVA EN CUBIERTA +15.850 M *	1.00		
5.	CARGA VIVA EN CUBIERTA +20.749 M *	1.00		
6.	CARGA DE EQUIPO EN ELEVACION +15.850 *	1.00		
7.	CARGA DE EQUIPO EN ELEVACION +20.749 *	1.00		
8.	SISTEMA DE PISO DE ESTRUCTURAS DE APOYO EN ELEV. +20.749 M	1.00		
9.	CARGA VIVA DE ESTRUCTURAS DE APOYO EN ELEV. +20.749 M	1.00		
10.	CARGA DE EQUIPO EN ESTRUCTURAS DE APOYO EN ELEV. +20.749 M	1.00		
11.	CARGAS DE PUENTES *	1.00		
12.	ANODOS DE SACRIFICIO *	1.00		
13.	VIENTO EN DIRECCION +Y H = 19.8 m *		1.00	-1.00
14.	VIENTO EN DIRECCION +Y H = 23.0 m *			1.00
17.	OLEAJE Y CORRIENTE EN TORMENTA +Y (90°) H = 19.8 m		1.00	-1.00
18.	OLEAJE Y CORRIENTE EN TORMENTA +Y (90°) H = 23.0 m *			1.00
19.	FUERAZA POR ARRIBA DE LA CUBIERTA INFERIOR +Y H = 2.87 m			1.00
COMBINACIONES DE CARGA		GRAVITACIONALES	OLA POR DEBAJO DE LA CUBIERTA INF.	OLA POR ARRIBA DE LA CUBIERTA INF.
		40	50	60



De las figuras 3.9 y 3.10 se pueden observar las cargas resultantes totales aplicadas en el análisis de Resistencia Última para dirección +Y fueron las que se indican en la tabla 3.8.

Tabla 3.8. Relación de cargas resultantes para dirección +Y.

Combinación de Carga	Cortante Basal (Ton)
50	2342.39
60	989.02

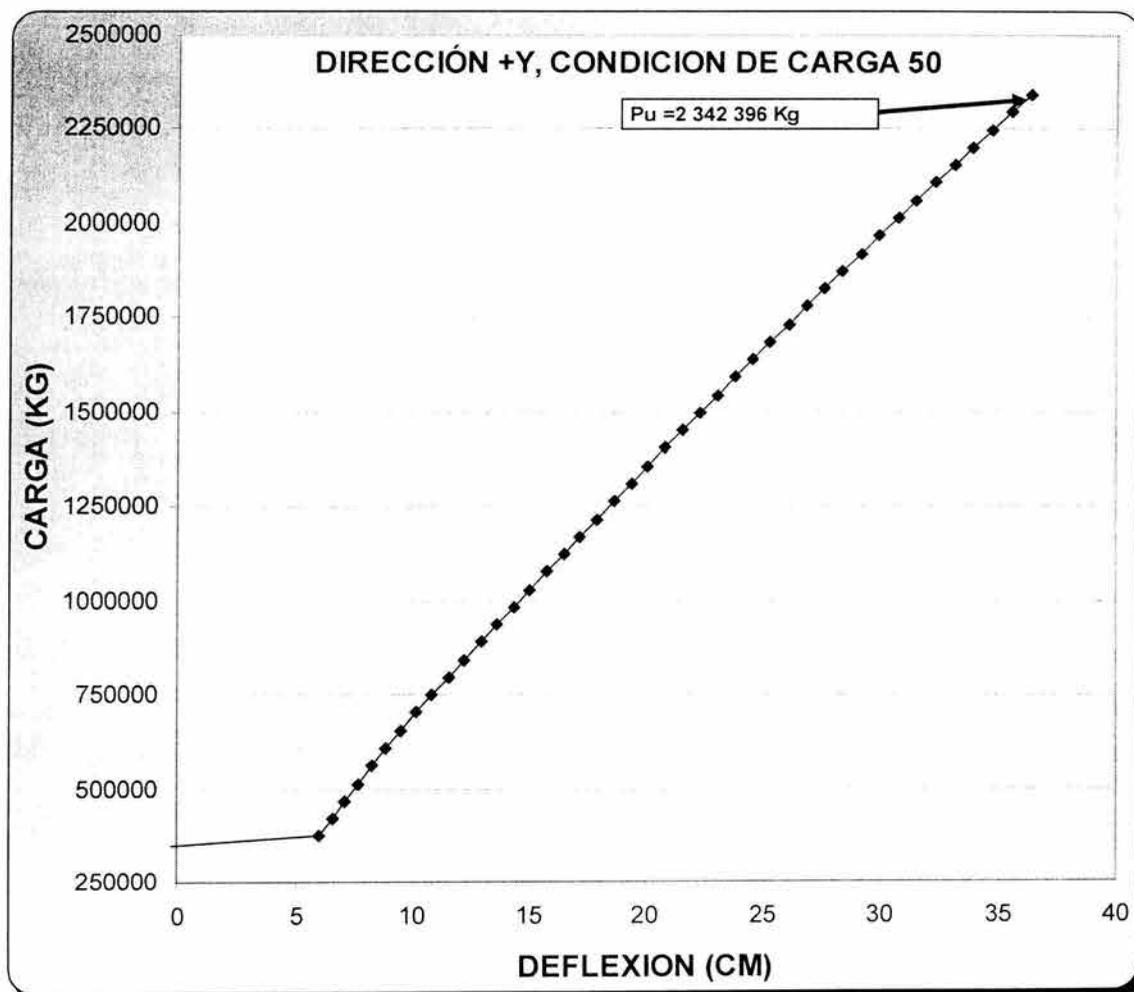


Fig. 3.9. Gráfica carga – deflexión, para la condición de carga 50

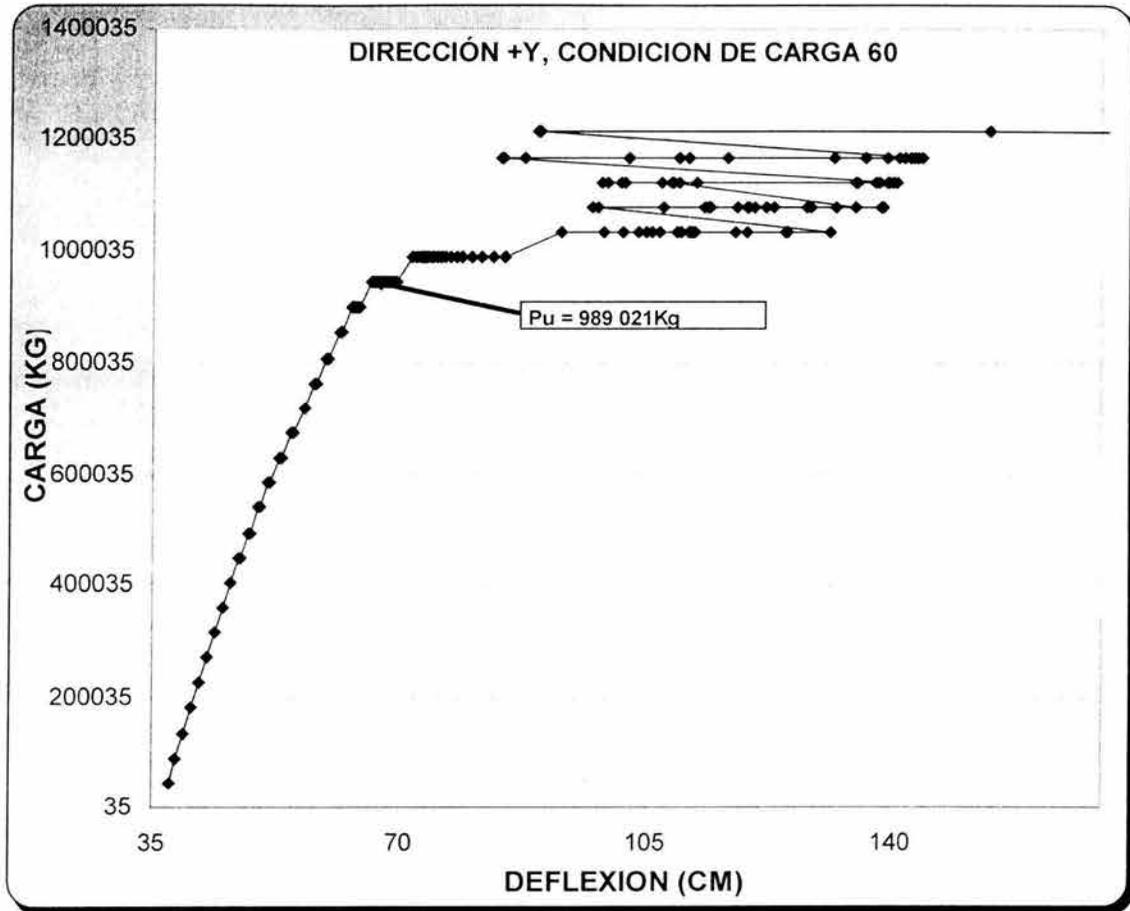


Fig. 3.10. Gráfica carga – deflexión, para la condición de carga 60

Para obtener el cortante último se emplea la siguiente formula:

$$V(x)_{R.U.} = (F_c * P_u)_{50} + (F_c * P_u)_{60} \dots (3.4)$$

Donde:

V y = cortante último en dirección Y

F_c = factor de carga en la condición correspondiente

P_u = Carga última en la condición correspondiente

$$V_y = (1.0 * 2342.4)_{50} + (0.66 * 989.02)_{60} = 2995.15 \text{ ton}$$



En la tabla 3.9 se presentan los valores de cortante de referencia para las direcciones de incidencia ambiental consideras.

Tabla 3.8 Cortante asociado a una ola de 15.0 m de altura

Dirección de análisis	V _{referencia} (Ton)
+X (0°)	980.90
+X +Y (45°)	1054.99
+Y (90°)	1071.75

3.7.1. FACTORES DE RESERVA DE RESISTENCIA (RSR)

En la tabla 3.9 se establecen los factores de reserva de resistencia mínimos con los que deberán cumplir las plataformas estructuradas a base de juntas verticales tipo "K" dependiendo del nivel de producción. La plataforma de producción Temporal 1 deberá cumplir con un factor de RSR mínimo de 1.9 en las tres direcciones de análisis.

Tabla 3.9 Índices RSR mínimos

CATEGORÍA DE EXPOSICIÓN	RSR EVALUACIÓN
	Estructuración con juntas tipo "K"
Muy Alta	1.90
Alta	1.60
Moderada	1.40

Los resultados obtenidos en los análisis de Resistencia Última, medidos como el Factor de Reserva de Resistencia, RSR, se incluyen en la tabla 3.10, se indican los valores RSR obtenidos para las tres direcciones de incidencia ambiental analizadas.

Tabla 3.10 Relaciones de reserva de resistencias alcanzadas

Dirección	$RSR = \frac{P_U}{P_D}$
+X (0°)	3.12
+X +Y (45°)	2.73
+Y (90°)	2.79

Los Factores de Reserva de Resistencia (RSR) en cada una de las direcciones realizadas cumplen con lo mínimo indicado en la norma de referencia ($RSR_{min} = 1.9$) (ver ref. 3) para la categoría de exposición Muy Altas Consecuencias, teniendo así que la plataforma tiene suficiente reserva de resistencia para soportar las cargas bajo las cuales fue solicitada en este estudio. Con base a lo anterior se determina que no se requiere la aplicación de alguna medida de mitigación en la estructura.



3.7.2. FIGURAS

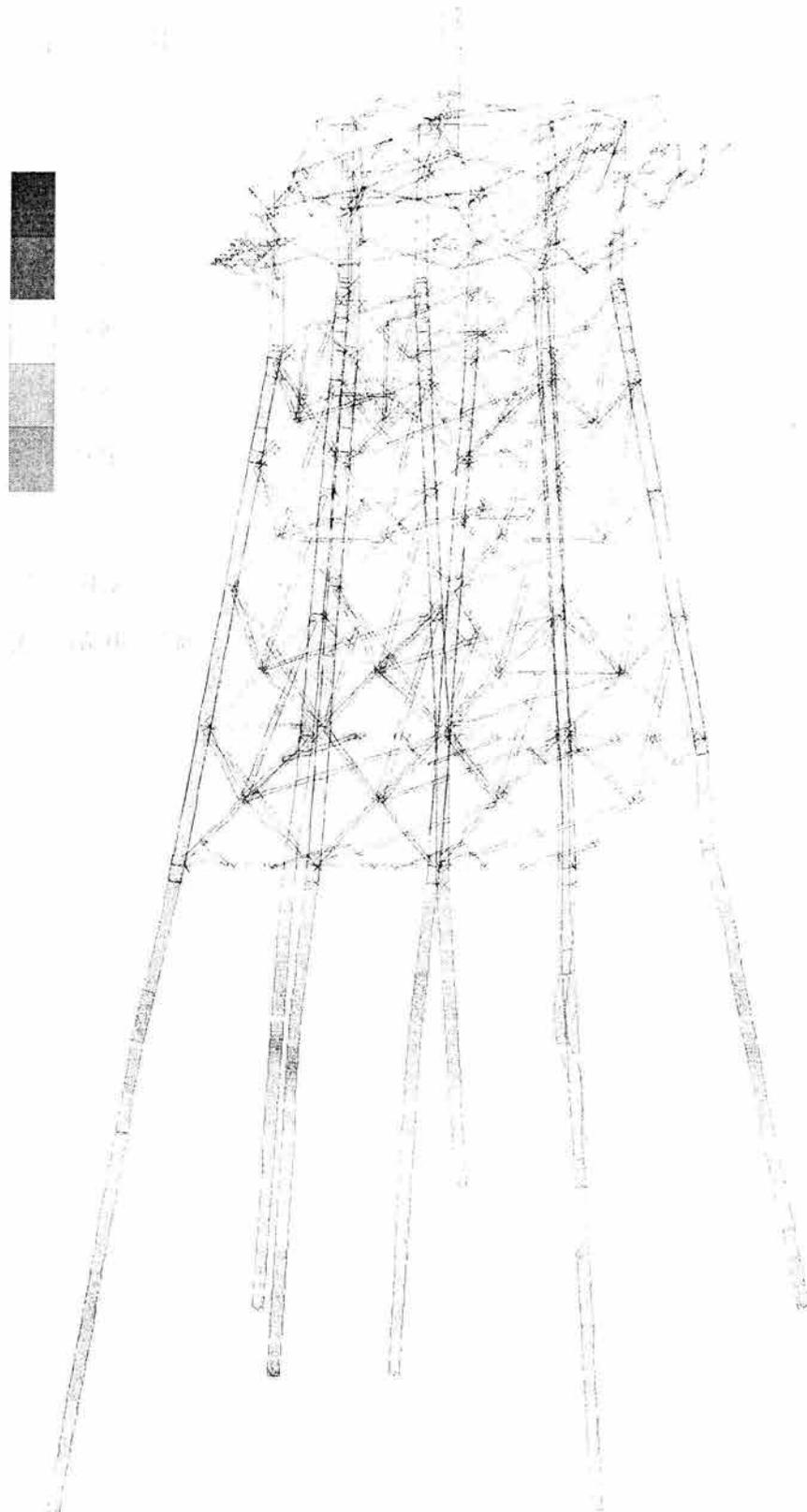


Fig. 3.4. Colapso Dirección + X .

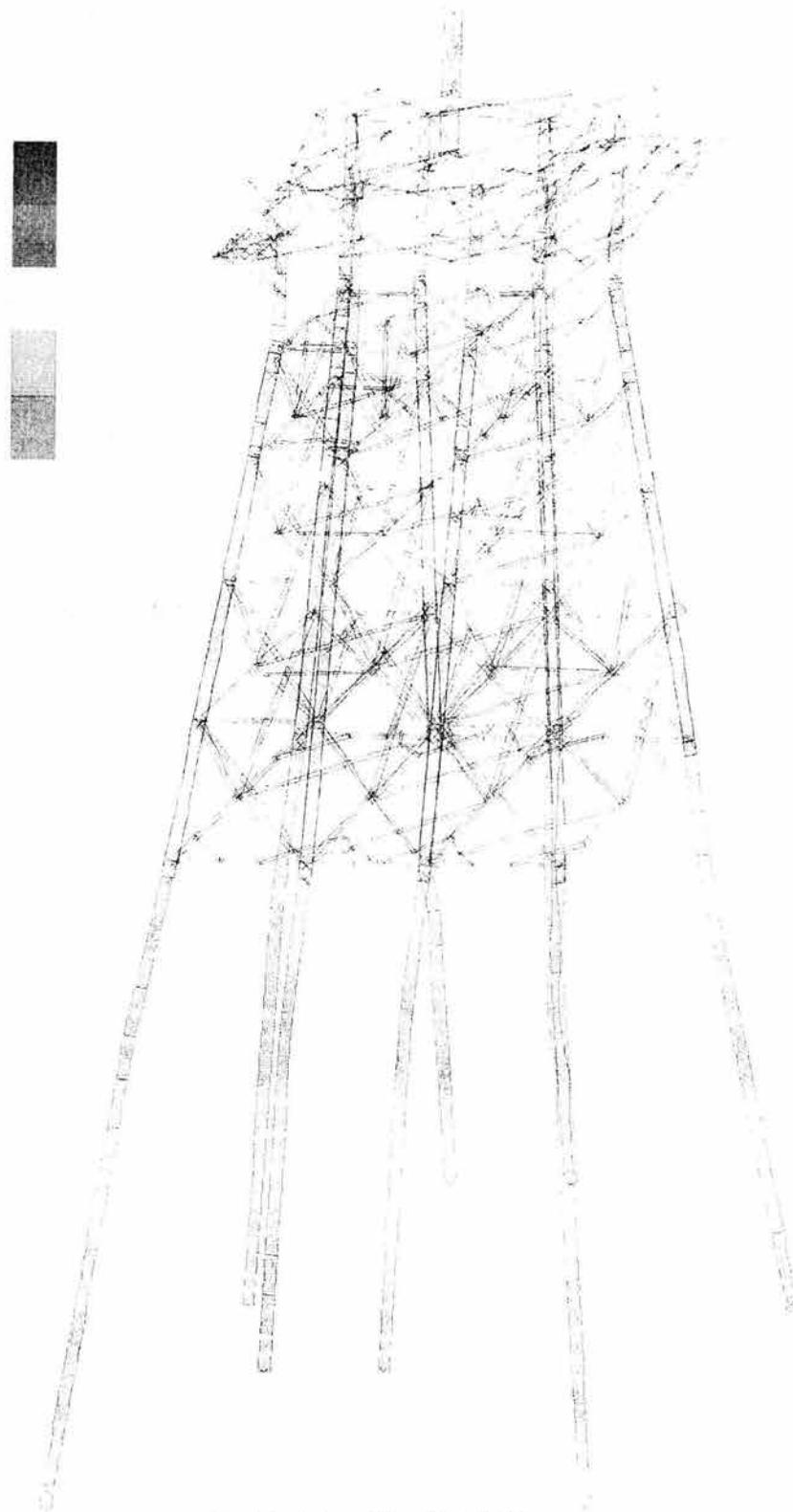
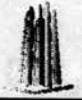


Fig. 3.4. Colapso Dirección +X + Y.



ESQUEMA DE LA

DEFINICIÓN



100%

50%

25%

10%

5%

0%

RESISTENCIA ÚLTIMA

RESISTENCIA ÚLTIMA

RESISTENCIA ÚLTIMA

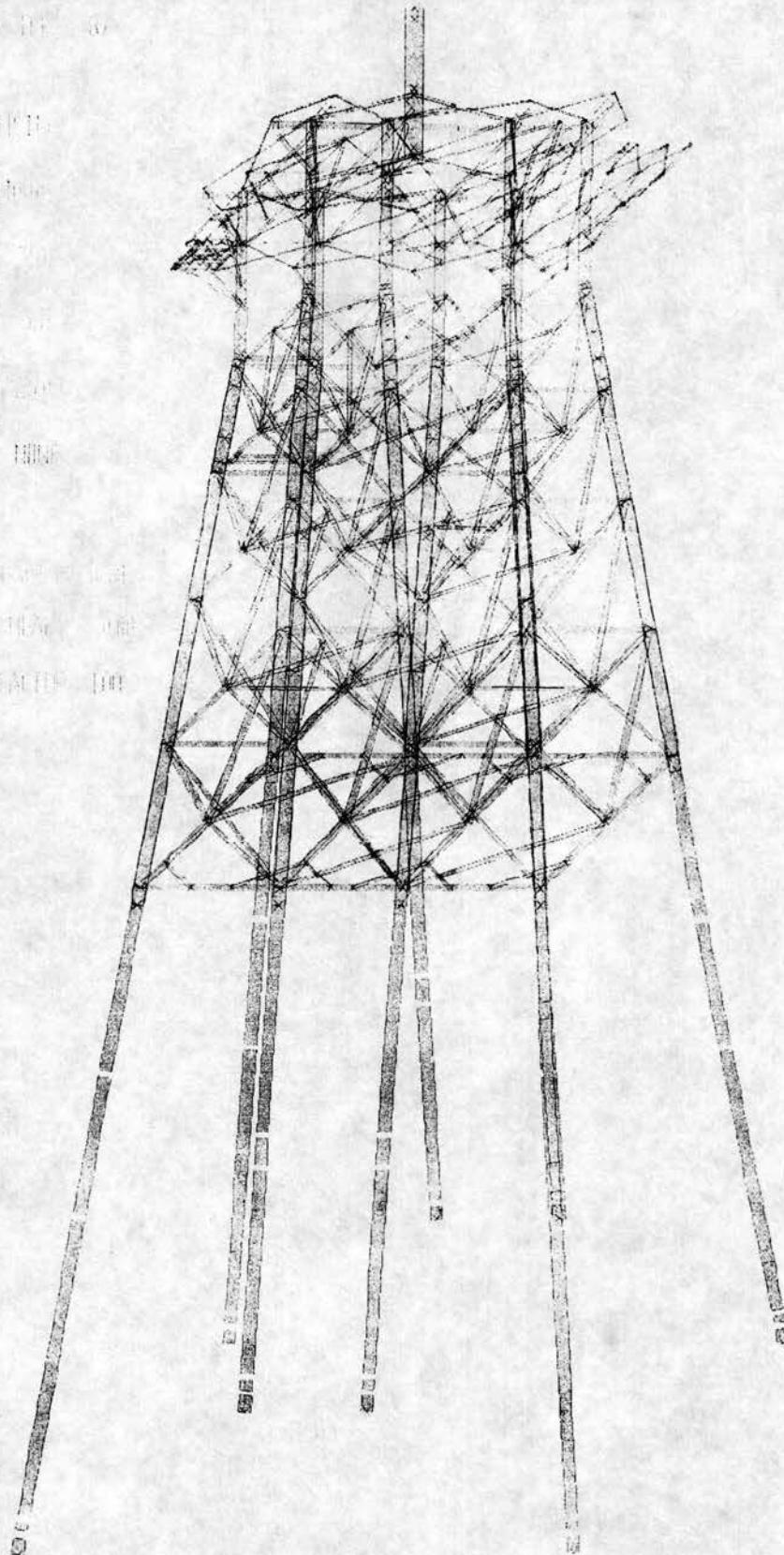


Fig. 3.5. Colapso Dirección + Y.



4. INGENIERÍA DE REFORZAMIENTO.

La ingeniería de reforzamiento y/o el empleo de medidas mitigantes se llevan a cabo cuando el comportamiento de la estructura es inadecuado, es decir que no cumple con los requerimientos mínimos de resistencia. Para lo cual se emplea una o más de una de las siguientes recomendaciones

- Relleno total de concreto del elemento principal
- Relleno parcial del elemento principal
- Reforzamiento de la junta con abrazadera atornillada
- Reforzamiento de la junta con abrazadera y concreto presforzado
- Remoción del crecimiento marino
- Disminución de equipo en cubierta

Las cuatro primeras enfocadas a incrementar la resistencia de miembro y junta, mientras que las dos últimas empleadas para reducir la intensidad de las cargas laterales y gravitacionales en el caso de la última.

4.1. RELLENO TOTAL DE CONCRETO DEL ELEMENTO PRINCIPAL.

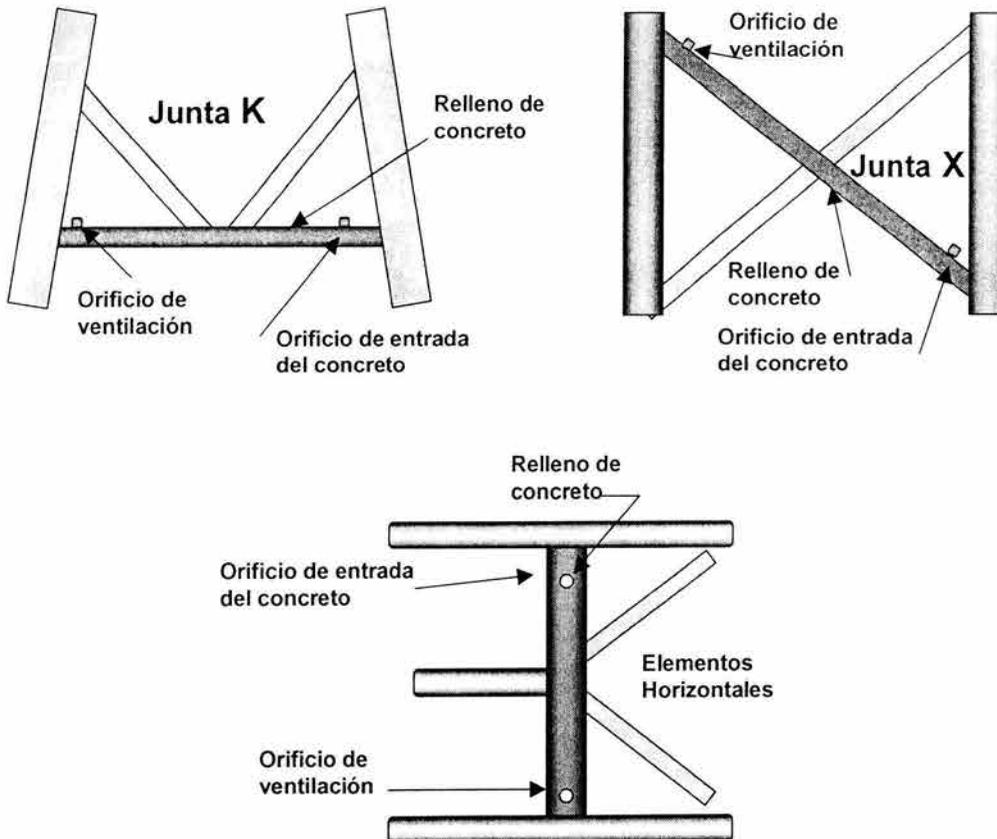
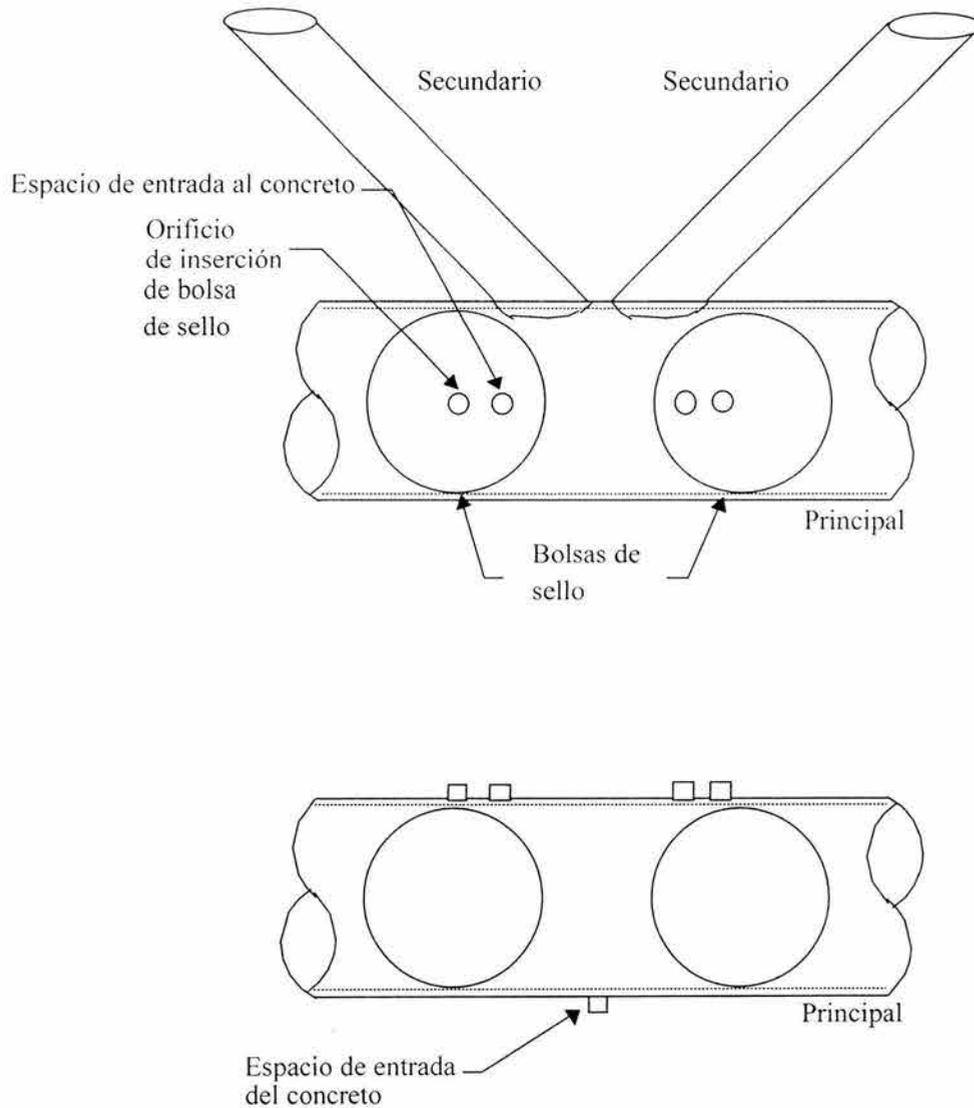


Fig. 4.1. Relleno total de concreto.



4.2. RELLENO PARCIAL DE CONCRETO DEL ELEMENTO PRINCIPAL.



Nota: Secundario omitido por claridad

Fig. 4.2. Relleno parcial de concreto.



4.3. REFORZAMIENTO DE LA JUNTA CON ABRAZADERA ATORNILLADA

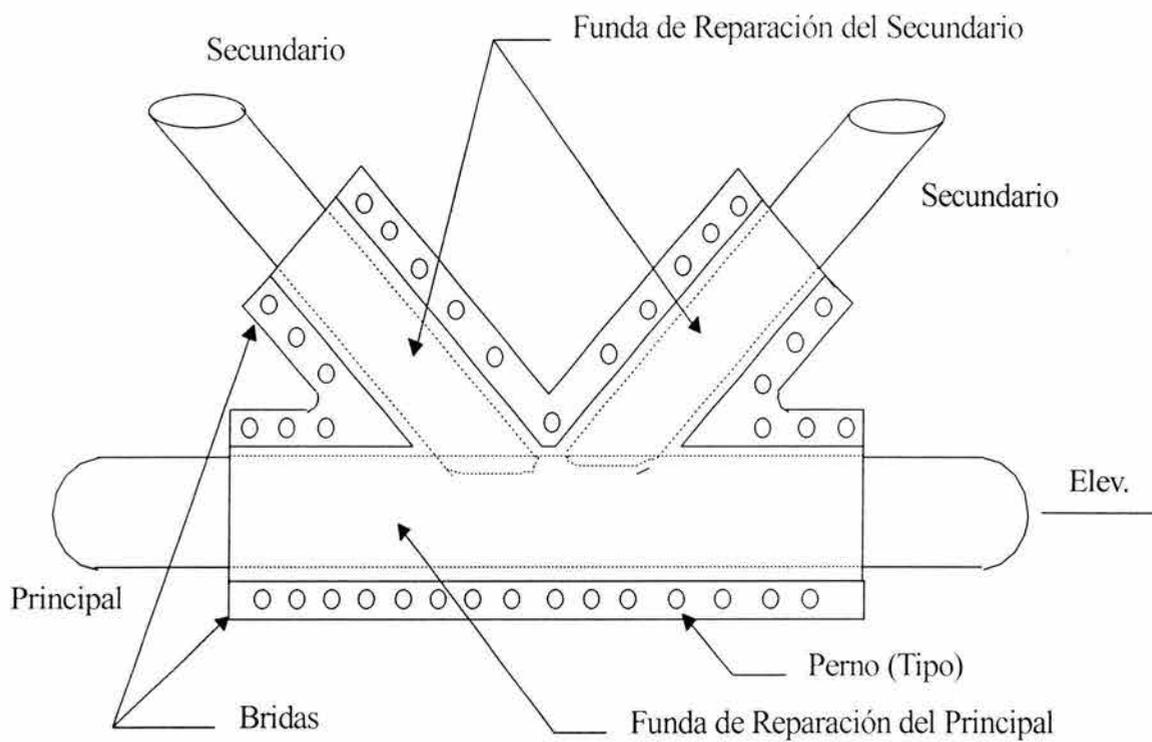


Fig. 4.3. Reforzamiento con abrazadera atornillada.



4.4. REFORZAMIENTO DE LA JUNTA CON ABRAZADERA Y CONCRETO PRESFORZADO

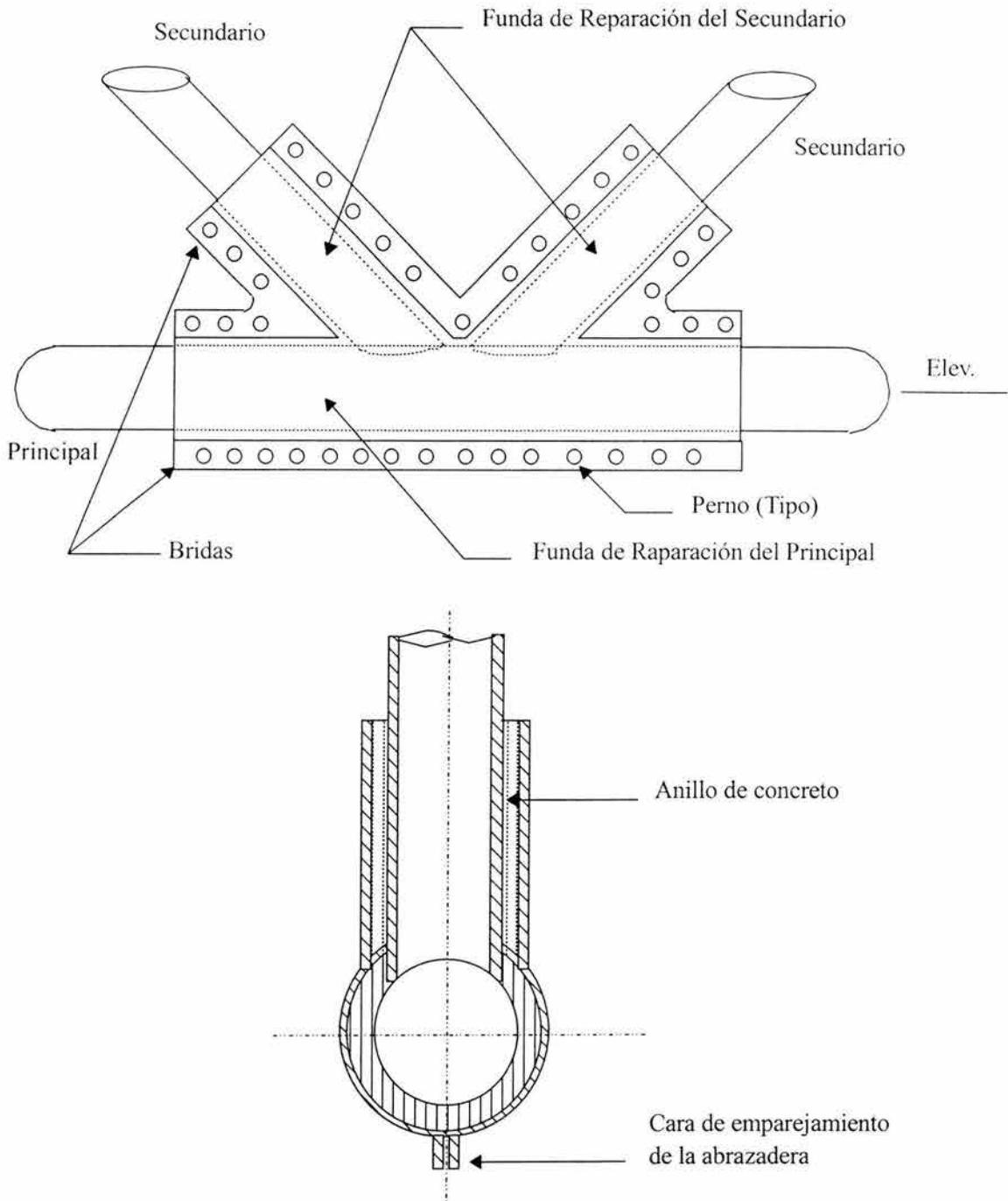


Fig. 4.4. Reforzamiento con abrazadera y concreto presforzado.



4.5. REFORZAMIENTO DE LA JUNTA CON PLACA DE REFUERZO CONECTADA CON SOLDADURA HÚMEDA

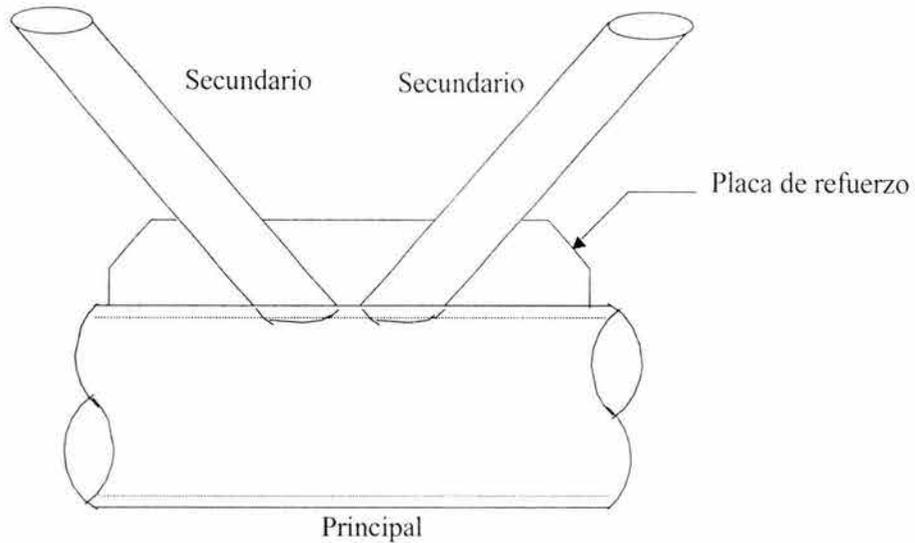


Fig. 4.5. Reforzamiento con placa conectada con soldadura húmeda.

4.6. REMOCION DEL CRECIMIENTO MARINO.

Esta medida mitigante se lleva a cabo para disminuir la carga vertical, así como las debidas al oleaje y corriente.



5. RESULTADOS Y RECOMENDACIONES.

5.1. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con base en los resultados obtenidos y presentados en las tablas: 2.29. "Desplazamientos máximos a nivel cubierta principal", 2.30. "Elementos con relaciones de interacción de esfuerzos mayor a 1.00", 2.31. "Juntas tubulares relación de interacción mayor a 1.00", 2.32. "Resumen desplazamientos en la cabeza de los pilotes", 2.33. "Resumen de relaciones de interacción por capacidad axial en la cabeza de los pilotes", 2.34. "Factores de seguridad por capacidad axial en la cimentación de la plataforma", 2.35. "Relaciones de interacción máximas por combinación de esfuerzos en la cimentación de la plataforma" y Tabla 3.10 "Relaciones de reserva de resistencias alcanzadas", se hacen las revisiones con respecto a los valores recomendados en la norma NRF-003-PEMEX-2000 (Ref.1) y el API RP-2AWS (Ref.2) como se señala a continuación.

5.1.1. DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN LOS PILOTES EN LA LÍNEA DE LODOS Y DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS EN LA CUBIERTA SUPERIOR

Con respecto a los desplazamientos de la estructura en la línea de lodos y los máximos que se presentan en la cubierta superior, no existe una recomendación establecida en la NRF-003-PEMEX-2000 y el API RP-2AWS. Los esfuerzos asociados a los desplazamientos están dentro de los límites permisibles y la magnitud de los desplazamientos no impide la operación de los equipos abordo ni causan incomodidad en las labores del personal, por lo anterior puede considerarse que los desplazamientos son adecuados para el servicio que la plataforma desempeña.

5.1.2. MÁXIMAS RELACIONES DE INTERACCIÓN EN ELEMENTOS

Los resultados obtenidos reportan que los elementos 9005-8984 y 8093-9005 ambos puntales de volado en la cubierta inferior exceden en 6.0% la relación de esfuerzos permisibles. Las cargas que principalmente producen este efecto sobre el elemento, son las debidas al módulo de almacenamiento y a las del patio de tubería considerando que éste está al 100% de su capacidad. Vale la pena aclarar que esta condición es de muy baja probabilidad de ocurrencia ya que el patio de tubería en muy raras ocasiones está al 100% de su capacidad. Por lo anterior, considerando que para los elementos 9005-8984 y 8093-9005 (ver figura 2.30 b), el exceso con respecto al valor permisible de esfuerzos es mínimo y que la condición de carga que lo produce es de muy baja probabilidad de ocurrencia se recomienda no realizar el reforzamiento del mismo. Adicionalmente, de los resultados obtenidos del análisis de Resistencia Última, se observa que este elemento no participa en el cumplimiento de los Factores de Reserva de Resistencia establecidos.



5.1.3. FACTORES DE SEGURIDAD Y RELACIONES DE INTERACCIÓN MÁXIMAS EN PILOTES

Los factores de seguridad mínimos para compresión y tensión en pilotes se presentan en la tabla 2.34. El factor de seguridad mínimo en compresión es de 2.00 y el mínimo en tensión de 6.53 ambos se presentan con cargas de equipo al 100%. El factor de seguridad recomendado por el API RP-2AWS es de 1.5 por lo que se satisface la normatividad vigente. Así mismo de la tabla 2.33 "Resumen de relaciones de interacción por capacidad axial en la cabeza de los pilotes" se observa que en ningún caso se presenta un valor mayor a 1.00 que es el permisible recomendado por el API RP 2A edición 20^a

5.1.4. JUNTAS SOBRE-ESFORZADAS

En la tabla 2.31 se presentan las 4 juntas sobre-esforzadas encontradas en los marcos A y B (ver figuras 2.31 a y b). Revisando el último reporte de inspección con fecha de septiembre de 2002, reporta las juntas sin daños excepto una junta que no ha sido inspeccionada. Las relaciones de interacción encontradas para estas 4 juntas van desde 1.07 hasta 1.27. Vale la pena aclarar que los criterios para revisión de juntas son conservadores por lo que tomando en cuenta que no se han encontrado daños durante las inspecciones y que las excedencias de las relaciones de interacción no son excesivas, no se considera necesario realizar el reforzamiento de estas juntas.

5.1.5. ANÁLISIS DE RESISTENCIA ÚLTIMA

La tabla 3.10 "Relaciones de reserva de resistencia alcanzadas", muestra los índices de reserva de resistencia, RSR, determinados mediante un análisis de resistencia última considerando lo establecido en la NRF-003-PEMEX-2000 donde se fija el valor de 1.90 como valor mínimo del RSR para una plataforma con Muy Alta categoría de exposición. Para el caso de la PRODUCCION TEMPORAL 1, la plataforma cumple con el RSR establecido en las tres direcciones de análisis realizadas.

5.2. RECOMENDACIONES

Con base en los resultados encontrados en este trabajo, podemos concluir que la plataforma de Producción Temporal 1 presenta un comportamiento global adecuado en condiciones de tormenta de acuerdo con la norma, NRF-003-PEMEX-2000.

Los desplazamientos en las cubiertas de la superestructura en condiciones de tormenta no impiden la operación de los equipos en la plataforma. La distorsión entre la línea de lodos y la cubierta superior se considera adecuada. Se identificaron dos elementos en la cubierta superior de la superestructura con relación de interacción de esfuerzos no mayor al 6.0% que excede la permisible, sin embargo no se recomienda su reforzamiento como se explica en la sección 5.1.2.



La penetración de los pilotes es adecuada para las condiciones del suelo consideradas. Los factores de seguridad por penetración exceden los mínimos establecidos en el API-RP-2A para las condiciones de compresión y tensión descritas en la sección 5.1.3 de análisis de resultados.

Se identificaron 4 juntas tubulares tipo X localizadas en los marcos A y B de la subestructura, con relaciones interacción mayor a 1.00, todas las juntas se encuentran entre la planta de arriostramiento en elevación -31.090 m. y la planta de arriostramiento en elevación -44.196 m. Se revisaron los reportes de inspección desde 1997 y no se identificaron daños, excepto la junta 413 (nomenclatura PL-IDE, ver figura 2.31 c), ubicada en el eje B, será conveniente inspeccionarla a través de pruebas no destructivas en la próxima campaña de inspección, por lo que respecta con las 3 juntas restantes no se considera necesario realizar el reforzamiento de estas juntas y se continuará dando un seguimiento de las mismas mediante los programas de inspección.

Finalmente, los índices de reserva de resistencia en las tres direcciones de análisis cumplen con el índice de reserva de resistencia establecido en la norma, NRF-003-PEMEX-2000 y permiten establecer que la plataforma de Producción Temporal 1 cumple con los requerimientos de seguridad en caso de presentarse una tormenta extraordinaria.



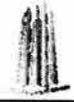
CONCLUSIÓN.

Como pudo observarse en el desarrollo de este trabajo, en un principio la estructura se evaluó empleando esfuerzos permisibles o de trabajo, que limitaban el esfuerzo normal o tangencial de una pieza o una fracción del esfuerzo de fluencia del material, razón por la cual se le denomina comúnmente "diseño elástico" o "diseño por esfuerzos permisibles o de trabajo". Cabe señalar que si se aprovecha la resistencia del material más allá de su punto de fluencia (como es el caso del acero) y se define el esfuerzo permisible en función del esfuerzo de falla se estará diseñando plásticamente. Actualmente las estructuras se diseñan teniendo en cuenta separadamente las cargas P que se multiplican por un factor de carga $F_c > 1$ que amplifica las cargas, y por otro lado la resistencia del elemento se obtiene nominalmente considerando su capacidad última de falla (R_n) para conseguir secciones económicas.

Así pues la evaluación estructural puede definirse como un proceso creativo mediante el cual se analiza el comportamiento de un sistema estructural que cumple una función determinada, y se determina si en condiciones normales de servicio opera con un grado de seguridad razonable y si su comportamiento es adecuado.

Es importante considerar ciertas restricciones que surgen de la interacción con otros aspectos del proyecto global; las limitaciones globales en cuanto al costo y tiempo de ejecución así como de satisfacer determinadas exigencias de diversa índole. Entonces, la solución al problema de la evaluación no puede obtenerse mediante un proceso matemático rígido, donde se aplique rutinariamente un determinado conjunto de reglas y formulas.

Atendiendo a lo anterior y revisando los resultados obtenidos en los capítulos 2 y 3 se observa que la plataforma presenta un comportamiento global adecuado, motivo por el cual no se desarrolló a fondo el capítulo 4, correspondiente a la Ing. de reforzamiento y solo se indicaron las diferentes técnicas que se emplean para el reforzamiento de la estructura cuando esta no cumple con la normatividad correspondiente.



Si se optara por una posición radical del análisis, entonces se pudiera considerar que se infringe la norma correspondiente (Ref. 4), al rebasar las relaciones de interacción permisibles en el diseño elástico, pero la decisión de no proponer algún reforzamiento se fundamenta en que, tomando en cuenta que los excesos en las relaciones de interacción no son excesivos, además de que previó a este dictamen se revisaron los reportes de inspección indicados en el capítulo 2, en los cuales no se encontraron daños durante las inspecciones realizadas a la subestructura.

Sin olvidar que el objetivo principal de este trabajo es verificar el comportamiento global de la estructura ante solicitaciones extraordinarias con las modificaciones indicadas y consideradas como iniciadores de evaluación, y puesto que cumple con los factores de reserva de resistencia requeridos, no se hace necesario el reforzamiento, aunque se debe continuar con los programas de inspección programados para detectar posibles daños.



GLOSARIO

Altura de ola significativa: Para muchas aplicaciones marinas, por ejemplo la navegación o el diseño de plataformas, las ondas más altas son las de mayor interés. Para esto se ha introducido el parámetro de altura de onda significativa. Esta cantidad es $H_{1/3}$ o $H_{1/10}$, y está definida como el promedio de la tercera o décima parte de las ondas más altas en el período de observación, respectivamente. A partir de observaciones se ha establecido que la altura de ola H_{max} está relacionada a la altura de ola significativa como

$$\frac{H_{max}}{H_{1/10}} = 1.45 \quad \text{y} \quad \frac{H_{max}}{H_{1/3}} = 1.3$$

Altura inadecuada de cubierta inferior: Se entiende por altura inadecuada de la cubierta inferior de la superestructura, a aquella condición en la que la parte más baja de la cubierta es alcanzada por la cresta de una ola hipotética de resistencia última. Esta altura estará en función de la categoría de exposición de la plataforma. Las elevaciones adecuadas para cada categoría están señaladas en la sección 12.1.3 de la Norma de referencia NRF-003-PEMEX-2000.

Altura mínima de cubierta inferior: Elevación más baja del paño inferior de acero de las trabes principales de la cubierta inferior de la superestructura.

Análisis a Nivel de Diseño: Análisis elástico lineal de la estructura, realizado para determinar el estado de esfuerzos de los elementos principales, generalmente se realiza para determinar si la estructura cumple con los códigos de diseño por esfuerzos permisibles, y en algunos casos para verificar si es posible evitar el análisis de resistencia última.

Análisis de Resistencia Última: Análisis estático no lineal de la estructura en el cual se emplea un método incremental de carga, que incluye la carga gravitacional y cargas ambientales, realizado para determinar el colapso de la estructura y consecuentemente el cortante basal asociado a la carga última.

Articulación Plástica. Cuando en una sección transversal de un elemento sometido a flexión, el momento alcanza el valor de M_p (momento plástico), se dice que en la sección se forma una articulación plástica. Esta articulación plástica puede admitir rotaciones indefinidas mientras que el momento flexionante se mantiene constante, con un valor igual a M_p .

Categoría de Exposición: Es la clasificación que adopta una plataforma de acuerdo a su nivel de seguridad y a sus consecuencias de falla. La categoría de exposición de las plataformas marinas ubicadas en la Sonda de Campeche, se asigna en función de su volumen de producción y de la importancia de las pérdidas materiales y ambientales en caso de falla, atendiendo a este criterio se definen 3 categorías de exposición: Muy Altas, Altas y Moderadas Consecuencias de falla.

Capacidad: Es la particularidad que tiene un material para soportar cierta cantidad de carga.



Concepto de inspección: Técnicas de inspección aplicadas durante la revisión del estado de las plataformas, en cada una de las partes que componen la instalación.

Condiciones de isostaticidad: Cuando el número de las Incógnitas que contiene el sistema de fuerzas en su conjunto es mayor al número de las Ecuaciones de equilibrio; la relación entre ellos es: $I > E$; en éste contexto, se dice que es una estructura hiperestática; estructura que para su análisis tiene varias soluciones. Si $I > E$ la estructura se define como estructura hiperestática o estructura estáticamente indeterminada en consecuencia tiene varias soluciones. Por otro lado, la diferencia entre el número de las incógnitas y el número de las ecuaciones $I - E =$ se define como grado de isostaticidad.

De lo anteriormente expuesto, se ha podido demostrar los tres escenarios que se pueden presentar en el análisis de una estructura para determinar las condiciones de isostaticidad, que a manera de resumen se expone a continuación:

Condiciones de isostaticidad:	Diferencia entre las incógnitas y ecuaciones de equilibrio	Tipo de estructura
$I < E$	$E - I =$ grado de libertad de la estructura	HIPOSTÁTICA o estructura inestable
$I = E$	CERO	ISOSTÁTICA o estáticamente determinada
$I > E$	$I - E =$ grado de isostaticidad de la estructura	HIPERESTÁTICA o estáticamente indeterminada

Confiabilidad: Probabilidad de que se presente un determinado comportamiento en o por arriba de un valor estándar determinado (en escala de 0 a 1, 0 es el menos confiable).

Criterio Metoceanico: Criterio ambiental definido por datos meteorológicos y oceanográficos basado en mediciones en tormentas de invierno y/o huracanes, o en datos pronosticados mediante modelos numéricos y procedimientos ampliamente validados con mediciones.

Daño Caliente: Raspadura poco ancha superficial, que se presenta en la estructura provocada por soldadura, o por un corte con arco metálico.

Ductilidad: Es una propiedad de los materiales para deformarse en el rango plástico antes de que se presente la falla.

Elasticidad: Es la propiedad que tienen los materiales para recuperar su estado original al desaparecer la carga deformadora.

Esfuerzo: La intensidad de fuerza, o sea, la fuerza por unidad de área.

Esfuerzo permisible: Es el esfuerzo máximo que se toma como referencia en el proceso del diseño de un elemento estructural.

Esfuerzo de trabajo: Es el esfuerzo al que está sometido un elemento estructural.

Estructura completa de la plataforma: Componentes estructurales de la instalación, como son la Superestructura, Subestructura, Cimentación (Pilotes) y accesorios.

Evaluación: Determinación de la integridad estructural de una instalación existente.



Factor de Incertidumbre: Es un margen de seguridad, que sirve para compensar la falta de precisión en el diseño. Existen dos Factores de Incertidumbre, el Factor de Seguridad y el Factor de Carga.

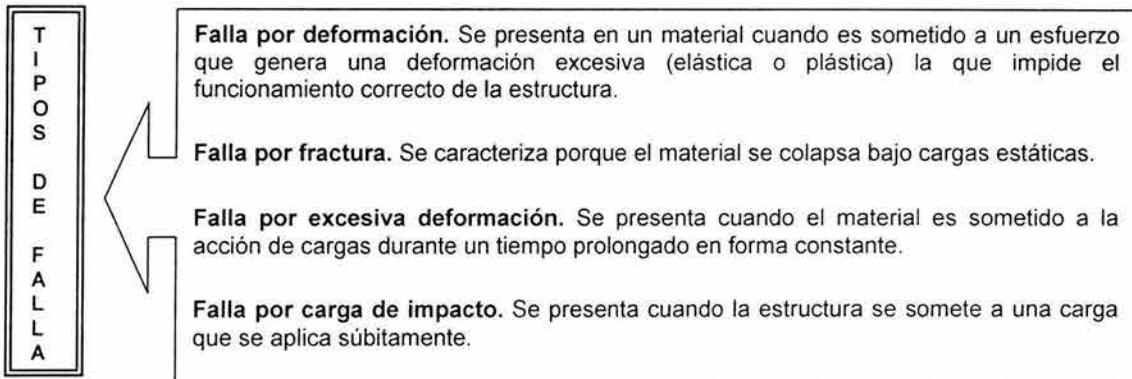
Factor de seguridad: Es un número tal, que está condicionado por la calidad del material, por la duración del material, por los procedimientos constructivos, por las cargas que se generan en la estructura durante el proceso de construcción, por el límite elástico de los materiales, por el uso de la estructura, etcétera.

Factor de Reserva de Resistencia (RSR): El valor R. S. R. se calcula dividiendo la fuerza cortante de la base de la plataforma que se obtiene de un análisis de resistencia última empleando la ola de colapso y la correspondiente fuerza cortante de un análisis a nivel de diseño sin ser afectada por el factor de carga (LRF), de otra forma:

$$RSR = \frac{V_{COLAPSO}}{V_{DISEÑO}}$$
, y este valor, es una indicación de la reserva de capacidad de carga lateral de la plataforma, más allá de la condición de diseño.

Factor de Reducción de Carga: Valor numérico igual o menor a la unidad, aplicable a las cargas asociadas a las condiciones meteorológicas y oceanográficas actuando sobre la estructura, calculadas a partir de parámetros asociados a una ola de altura de 15.0 m de altura, aplicables al análisis elástico a nivel de diseño. Valor variable dependiente de la categoría de exposición de la estructura.

Falla: Es un estado particular en una estructura o parte de ella, que no cumple para el fin que fue diseñada.



Flotación: Es la presión que realiza el líquido desplazado para volver a ocupar su espacio, ejercida en forma perpendicular a cada plano del objeto sumergido. "Todo cuerpo sumergido en un líquido recibe de abajo hacia arriba un empuje igual al peso del líquido que desaloja".

Fragilidad: Propiedad en los materiales que no soportan cargas de impacto.

Iniciadores de evaluación: Son las condiciones estructurales y/o generales a las cuales puede estar sujeta una plataforma y que indican si ésta es susceptible de someterse al proceso de evaluación, tales condiciones son: Incremento en capacidad de producción,



incremento de cargas ambientales/operación sobre la estructura, altura inadecuada de la cubierta inferior y daños encontrados durante las inspecciones.

Localización Geográfica: Se refiere al punto geográfico donde se ubica una plataforma, definida por dos coordenadas en el sistema universal de medición (UTM).

Medidas Mitigantes: Son modificaciones estructurales o procedimientos operacionales tendientes a reducir cargas, aumentar capacidades, o reducir la categoría de exposición de una plataforma.

Misceláneos: Elementos estructurales que forman parte de la estructura de la plataforma, y que generalmente son considerados como elementos secundarios, por lo que no siempre son modelados a detalle pero si se modela su contribución de carga a la estructura; por ejemplo: conductores, grúa de pedestal, etc.

Oleaje: Se define el como una sucesión de ondas u olas sobre una superficie de agua que, en principio, su origen se debe a la transferencia de energía del viento a la superficie del agua, para luego propagarse hasta alcanzar tierra. El oleaje se clasifica dentro de las ondas de gravedad como las más energéticas generadas por el viento.

Plasticidad: Es una propiedad que tienen los materiales que al desaparecer la carga deformadora, ya no recuperan su estado original; conservan una deformación permanente.

Plataforma: Estructura marina formada a base de perfiles estructurales de diferente sección transversal unidos entre sí por medio de soldadura, los cuales constituyen tres partes principales; Superestructura, Subestructura y Cimentación; cuya función principal es la de alojar equipos y/o módulos estructurales con diferentes servicios, necesarios para realizar el proceso básico de explotación de hidrocarburos en el mar.

Probabilidad de Falla: Probabilidad de que se presente un determinado comportamiento por debajo de un valor estándar determinado (en escala de 0 a 1, uno representa cierta falla)

Protección Catódica: Sistema de elementos no estructurales formados principalmente de un elemento químico (generalmente aluminio) capaz de neutralizar el proceso de oxidación del acero dentro del agua, y que se coloca en número suficiente en algunos miembros de la subestructura.

Punto de Trabajo: Se le conoce como punto de trabajo al lugar donde se tiene la conexión entre la columna de la superestructura y el pilote.

Resistencia: Es la particularidad que tiene un material para soportar cierta cantidad de esfuerzo.

Rigidez: Es la particularidad que tiene un material para soportar cierta cantidad de deformación.

Servicio: Se refiere a cada una de las etapas que forman el proceso de explotación de hidrocarburos en el mar, así como aquellas actividades encaminadas a satisfacer las



necesidades básicas del personal de apoyo a dicha etapa, tales como perforación, producción temporal, enlace, proceso, habitacional, etc.

Servicio Mixto: Se refiere a plataformas que proporcionan dos o más servicios, por ejemplo: Perforación - Producción, Perforación - Enlace, entre otros.

Significante: De acuerdo con la Sección 17 del API-RP-2A (WSD), 20a Edición, es el daño acumulado o cambios acumulados desde diseño original, siempre y cuando la reducción de capacidad total ocasionada por ese daño acumulado y el incremento de carga debido a los cambios acumulados sean mayores al 10%.

Tipo de Plataforma: Se refiere a la clasificación que adoptan las plataformas marinas en función del número de pilotes y columnas o piernas que forman la subestructura y superestructura.

Tirante: Profundidad del lecho marino medida a partir del nivel medio del mar en el punto de localización de la plataforma.



ANEXO 1. CONCEPTOS GENERALES DE EVALUACIÓN Y DISEÑO ESTRUCTURAL.

1.1. MATERIALES ESTRUCTURALES

Para su estudio, a los materiales se les consideran propiedades ideales como continuidad y equilibrio, atribuyéndole otras propiedades más simples como isotropía, viscosidad, homogeneidad, elasticidad, etc.

Se designan como cuerpos sólidos a un conjunto de partículas materiales unidas por fuerzas cohesivas, donde cada sustancia que lo conforma se considera como un medio continuo, es decir como una sustancia uniformemente repartida. La unión de las partículas tiene estructuraciones diferentes que influyen en sus propiedades mecánicas, así tenemos estructuras cristalinas, como el acero, o amorfas, como el concreto.

El estudio de un medio continuo involucra materiales sólidos y líquidos, cuando está sujeto a un sistema de fuerzas, se desarrollan esfuerzos y deformaciones que dan pie a la siguiente clasificación de cuerpos idealizados:

- **Cuerpos Rígidos.**- Aquél que conserva su forma y dimensiones al aplicarle un sistema cualquiera de fuerzas, por intensas que éstas sean.
- **Cuerpo Deformable.**- Aquél en que la aplicación de un sistema cualquiera de fuerzas, por pequeñas que estas sean, provoca cambios en la forma y dimensión del cuerpo de acuerdo a cierta ley. En la actualidad se establecen tres tipos de cuerpos deformables, los cuales son:
 - ❖ **Cuerpo Elástico.**- Es el cuerpo sólido capaz de deformarse ante la acción de un sistema de fuerzas, de tal manera que existe una cierta relación lineal esfuerzo-deformación, y al dejar de actuar dicho sistema de fuerzas en el cuerpo éste recupera su forma original.
 - ❖ **Cuerpo Plástico.**- Es el cuerpo sólido capaz de deformarse ante la acción de un sistema de fuerzas, de tal manera que la relación esfuerzo-deformación no es lineal y al dejar de actuar el sistema de fuerzas en el cuerpo este no recupera su forma original, presentando una deformación permanente.
 - ❖ **Cuerpo Elásto-plástico.**- Cuerpo que presenta primero un comportamiento elástico y después de cierto límite presenta un comportamiento plástico.

1.2. CARACTERÍSTICAS DEL ACERO ESTRUCTURAL

El acero es una aleación cuyo componente principal es el hierro y en cantidades menores el carbono éste último contribuye a su resistencia pero reduce su ductilidad. El acero estructural (acero bajo en carbono) admite grandes deformaciones más allá del límite de elasticidad antes de la falla.



Ventajas del acero como material estructural:

- Alta resistencia.- La alta resistencia a los esfuerzos de tensión y/o compresión del acero por unidad de peso implica que será poco el peso de las estructuras, esto es de gran importancia en puentes de grandes claros.
- Uniformidad.- Las propiedades del acero no cambian apreciablemente con el tiempo como en el caso de las estructuras de concreto reforzado.
- Durabilidad.- Si el mantenimiento de las estructuras de acero es adecuado duraran indefinidamente.
- Ductilidad.- La ductilidad es la propiedad que tiene un material de soportar grandes deformaciones antes de la falla bajo altos esfuerzos de tensión. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente, evitando así fallas prematuras.
- Tenacidad.- Los aceros estructurales son tenaces, es decir, poseen resistencia y ductilidad. La propiedad de un material para absorber energía en grandes cantidades se denomina tenacidad.

Otras ventajas importantes del acero estructural son:

- Gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conectores como son la soldadura, los tornillos y los remaches.
- Posibilidad de prefabricar los miembros de una estructura.
- Rapidez de montaje.
- Gran capacidad de laminarse y en gran cantidad de tamaños y formas.
- Posible rehúso después de desmontar una estructura.

Desventajas del acero como material estructural:

- Costo de mantenimiento.- La mayor parte de los aceros son susceptibles a la corrosión al estar expuestos al agua y al aire, por consiguiente, deben recubrirse periódicamente.
- Costo de la protección contra el fuego.- Aunque algunos miembros estructurales son incombustibles, su resistencia se reduce considerablemente debido a la exposición al fuego.
- Susceptibilidad al pandeo.- Entre más largos y esbeltos sean los miembros a compresión, mayor es el peligro de pandeo. Como se indicó previamente, el acero tiene una alta resistencia por unidad de peso, pero al utilizarse como columnas no resulta muy económico ya que debe usarse bastante material, solo para hacer más rígidas las columnas contra el posible pandeo.

NOTA: El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas. Generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación con sus áreas. Los perfiles I, T y L tienen esta propiedad.



1.3. DIAGRAMA ESFUERZO – DEFORMACIÓN

Las propiedades mecánicas y el comportamiento del acero estructural se determinan mediante una prueba de laboratorio a tensión, que se efectúa sobre una muestra de material midiendo su longitud inicial y el área de la sección transversal, la muestra es colocada en una maquina de ensaye donde se somete a una carga axial P , y se mide su deformación. Con esto se puede determinar el esfuerzo nominal de la siguiente manera:

$$\sigma = \frac{P}{A}, \text{ donde}$$

σ = Esfuerzo nominal

P = Carga Axial

A = Área de la sección transversal

y la deformación unitaria queda definida por la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{\Delta L}{L}, \text{ donde}$$

δ = Deformación Unitaria

ΔL = Long. Deformada -Long. Inicial

L = Long. Inicial

Cuando la carga se incrementa desde cero hasta el punto de falla se grafican los valores, determinándose de esta forma la curva esfuerzo – deformación unitaria como se muestra en la figura 1.1. Al aplicar la carga sobre la probeta, produce un esfuerzo que esta relacionado directamente con una deformación unitaria, de tal forma que:

Del origen O al punto A , la gráfica esta representada por una línea recta, resultando una proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, definiendo el punto A como el límite de proporcionalidad o esfuerzo elástico, límite, donde el material se distingue por tener un comportamiento elástico; es decir, si la carga es retirada, el material recupera su estado original.

Si continua el incremento de carga después del punto A , las deformaciones aumentan con mayor rapidez que los esfuerzos; la gráfica toma una forma curva que sale de la proporcionalidad entre los esfuerzos y deformaciones, dando como resultado el punto B que se define como esfuerzo de fluencia, límite superior de fluencia o límite elástico. En consecuencia en el tramo AB , aunque el material tiene cierta elasticidad, ya no recupera su estado original al desaparecer la carga deformadora, es decir, el material conserva una deformación permanente; más allá del punto B aún al desaparecer la carga deformadora, el material sigue deformándose hasta llegar al punto C que se define como límite inferior de fluencia. Se dice entonces que el material tiene un comportamiento plástico.

A partir del punto C , al incrementar la carga, se generan esfuerzos y deformaciones hasta llegar al punto D , que se define como **esfuerzo último**; distinguiéndose a su vez, porque la carga deformadora alcanza su magnitud máxima, produciéndose en ése instante una falla en el material por una estrangulación en la sección transversal de la barra; entonces se dice que el material tiene un comportamiento de endurecimiento por deformación, del punto D al punto E , se observa que sin aplicar carga, el material acusa una gran



deformación, presentándose en el punto E que se define como esfuerzo de ruptura, la falla total del material.

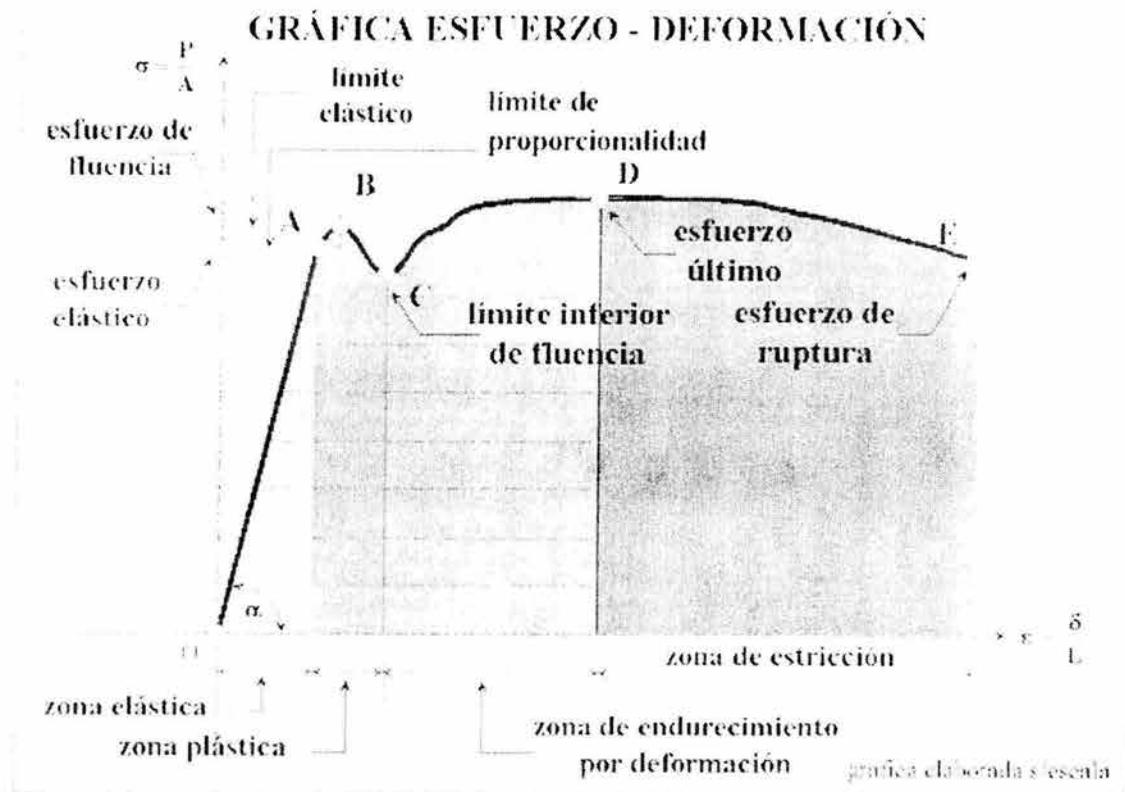


Fig. 1.1 Diagrama Esfuerzo Deformación del acero estructural (en tensión).

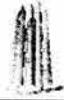
1.3.1. MÓDULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad es una propiedad de los materiales que se puede evaluar en la gráfica esfuerzo deformación; tomando como referencia el tramo OA mediante una relación de triángulos semejantes entre deformaciones y esfuerzos:

$$\frac{\epsilon_2}{\sigma_2} = \frac{\epsilon_1}{\sigma_1} \therefore \epsilon_2 : \epsilon_1 = \sigma_2 : \sigma_1 \dots 1.1$$

Por lo anterior se deduce: las deformaciones son directamente proporcionales a los esfuerzos; relación que se define como: Ley de Hooke: Los esfuerzos son directamente proporcionales a las deformaciones. $\epsilon = \alpha \sigma \dots 1.2$

De la ecuación anterior, α se define como un coeficiente de alargamiento que es una propiedad de los materiales determinado por medio de una relación de la deformación unitaria al esfuerzo unitario ($\alpha = \epsilon/\sigma$); y dado que su valor es una cantidad insignificante para la mayoría de los materiales, su inverso se define como el módulo de elasticidad o módulo de rigidez lineal: E .



$$\frac{l}{\alpha} = \frac{\sigma}{\varepsilon} = E \therefore \varepsilon = \frac{\sigma}{E} \dots 1.3$$

La deformación unitaria es proporcional al esfuerzo unitario e inversamente proporcional al módulo de rigidez o módulo de elasticidad E.

Si la deformación unitaria es: $\varepsilon = \delta / L$, y el esfuerzo normal: $\sigma = P / A$ al sustituir en la ecuación de la Ley de Hooke se obtiene:

$$\frac{\delta}{L} = \frac{1P}{EA} \therefore \delta = \frac{PL}{AE} \dots 1.4$$

La ecuación anterior que representa la Ley de Hooke para evaluar la deformación total de un elemento estructural, considerando que el material tendrá un comportamiento elástico lineal. Esta ley es el marco teórico para tratar la teoría de la elasticidad en el contexto del análisis estructural.

En forma análoga, el módulo de elasticidad al corte será: $G = \frac{\tau}{\gamma} \dots 1.5$

Donde:

τ = Esfuerzo cortante

γ = Deformación cortante (medida en radianes),

El módulo de cortante **G** de cualquier material es menor que la mitad del módulo de elasticidad de ese material, pero mayor que un tercio.

1.4. ESFUERZOS PERMISIBLES Y FACTOR DE SEGURIDAD

Factor de seguridad: Es un número tal, que está condicionado por la calidad del material, por la duración del material, por los procedimientos constructivos, por las cargas que se generan en la estructura durante el proceso de construcción, por el límite elástico de los materiales, por el uso de la estructura, etcétera, y sirve para que la estructura tenga un margen de seguridad de reserva en el rango elástico, para tomar en cuenta las incertidumbres que anteriormente se mencionaron.

Cualquier material que sea utilizado para constituir un elemento estructural, se relaciona con tres tipos de esfuerzos (ver Fig. 1.1): el elástico (punto A), el de fluencia (punto B) y el esfuerzo último (punto D), que si bien son propiedades mecánicas de los materiales, no se tienen elementos de juicio para elegir el esfuerzo adecuado para que no se presente la falla; por ello, resulta de singular importancia la clasificación de los materiales en: dúctiles y frágiles; clasificación que facilita relacionar el esfuerzo de fluencia con los materiales dúctiles y el esfuerzo último con los materiales frágiles, dando en consecuencia la



definición del esfuerzo permisible, como la relación del esfuerzo (de fluencia o último) entre el factor de seguridad:

$$\sigma_{perm} = \frac{\text{esfuerzo de fluencia}}{\text{factor de seguridad}} = \frac{\sigma_B}{F.S.}, \quad \sigma_{perm} = \frac{\text{esfuerzo último}}{\text{factor de seguridad}} = \frac{\sigma_D}{F.S.}$$

1.5. ARTICULACIÓN PLÁSTICA

Consideremos una viga simplemente apoyada con una carga P_p en el centro, la cual produce un momento plástico $= M_p$ como indica la figura 1.2 (b).

$$M_p = \frac{P_p \cdot l}{4}$$

La figura 1.2 (c) muestra una vista de la viga donde en el tramo ABC se sombrea la parte plastificada con: $M_f < M < M_p$ que está en estado elasto-plástico, excepto la sección B que se encuentra totalmente plastificada y en la cual se ha formado una articulación plástica que convierte al sistema en un mecanismo inestable (figura 1.2 (d)). Los demás tramos se encuentran en régimen elástico.

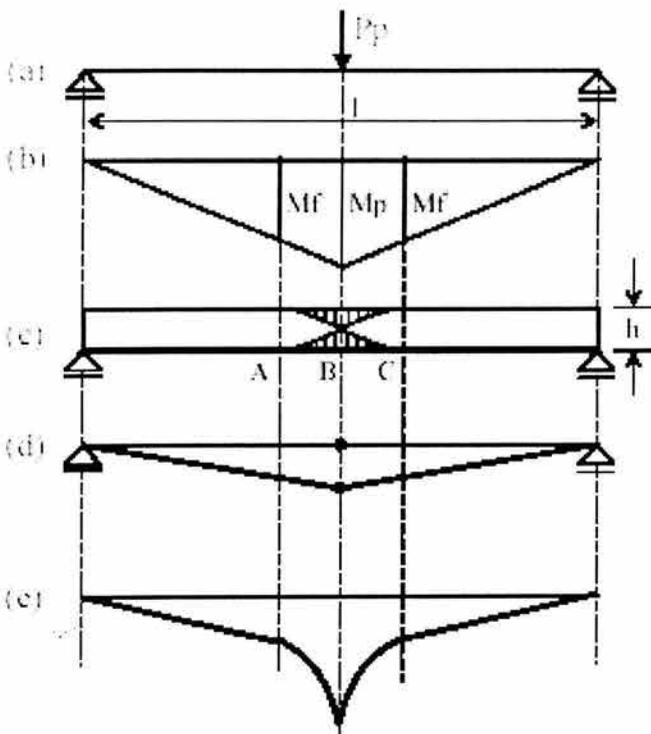
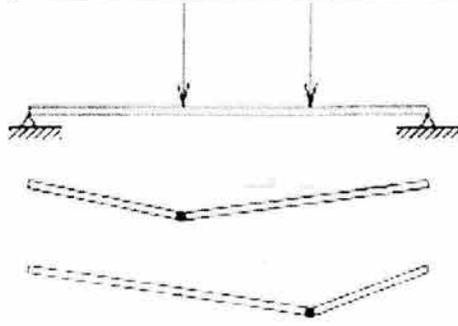


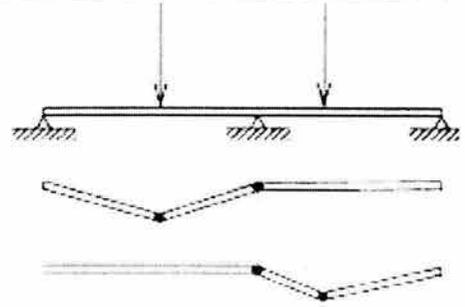
Fig. 1.2. Zonas de plastificación: articulación plástica.

Mientras en la zona elástica la curvatura es pequeña, en la zona elasto-plástica se incrementa rápidamente hasta alcanzar valores muy grandes para el punto B, que funciona como una "rotula plástica" (figura 1.2 (e)) que es una rótula o articulación, (en lugar de ser libre, con $M = 0$) que trabaja como si tuviera un rozamiento y con un $M = M_p$. Esto nos permite idealizar como un mecanismo de rotura o colapso al de la figura 1.2 (d).

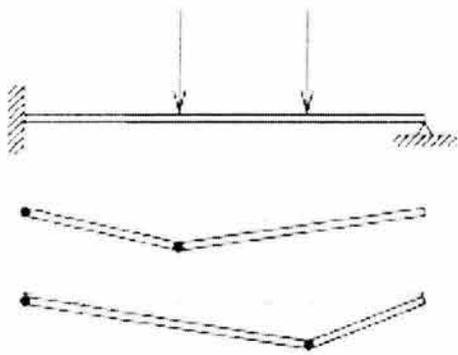
Una viga estáticamente determinada falla si se desarrolla en ella una articulación plástica, en cambio para que falle una viga estáticamente indeterminada es necesario que se forme más de una articulación plástica. Un mecanismo de colapso se presenta cuando toda la estructura o parte de ella gira ilimitadamente.



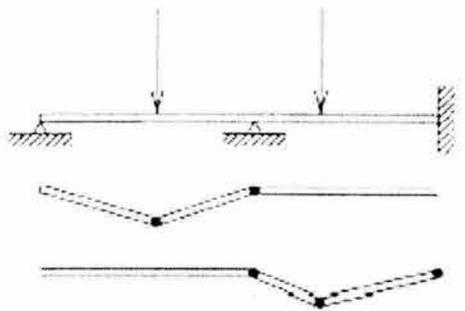
a) $H=0$ $N=2$ $m=2-0=2$



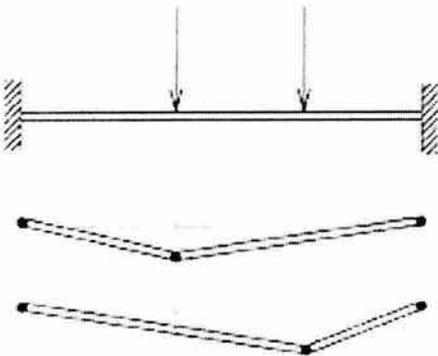
d) $H=1$ $N=3$ $m=3-1=2$



b) $H=1$ $N=3$ $m=3-1=2$



e) $H=2$ $N=4$ $m=4-2=2$



c) $H=2$ $N=4$ $m=4-2=2$

$m = N - H$

Relación de Neal y Symonds

H = grado de hiperestaticidad

N = número de posibles articulaciones plásticas

m = número de posibles mecanismos elementales de colapso

Fig. 1.2 b. Articulaciones plásticas y posibles mecanismos de colapso.



1.5.1. REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS

Esta capacidad de una viga dúctil para formar articulaciones plásticas, permite que una viga empotrada o continua lleve más carga después de que se alcanza el M_p en una sección, por que tiene lugar una redistribución de momentos, Por ejemplo considere una viga doblemente empotrada con carga uniforme. En la zona elástica, los momentos en los extremos son $M_L = M_R = WL/12$, mientras que el momento M_C en el centro del claro es de $WL/24$.

La carga, cuando se alcanza el límite de fluencia en las fibras externas es $W_Y = 12M_Y/L$. Con esta carga, la capacidad de momento en los extremos de la viga está casi agotada; las articulaciones plásticas se forman ahí cuando el momento alcanza el valor M_p . Cuando se aumenta la carga, los extremos giran bajo un momento constante y la viga se flexiona como una viga simplemente apoyada. El momento en el centro del claro aumenta hasta que se agota la capacidad de momento en esa sección y se forma ahí una articulación plástica. La carga que ocasiona esta condición es la carga última W_U por que al haber tres articulaciones en el claro se forma un mecanismo.

1.6. ESTRUCTURAS CON MATERIALES DE COMPORTAMIENTO PLÁSTICO

En los métodos de análisis plástico de estructuras se hace referencia al término colapso plástico. Este debe entenderse como la formación de un número suficiente de articulaciones plásticas que convierten a la estructura en un mecanismo, en el que la distribución de momentos flexionantes cumple con el equilibrio estático respecto a las cargas externas, pero deja de cumplir con la compatibilidad de deformaciones.

Para la aplicación de los métodos de análisis plástico se deben introducir las siguientes hipótesis:

- 1) El material sigue la ley de Hooke hasta que el esfuerzo alcanza el valor correspondiente al límite superior de fluencia, dicho esfuerzo se mantiene constante, mientras que las deformaciones se incrementan indefinidamente, es decir se tiene un comportamiento Elásto-Plástico.
- 2) El material es homogéneo e isotrópico tanto en el rango elástico como en el plástico y las curvas esfuerzo-deformación son iguales en tensión y en compresión.
- 3) Las fibras longitudinales de un elemento sometido a flexión actúan independientemente y pueden alargarse u contraerse longitudinalmente y transversalmente bajo la acción de fuerzas exteriores.
- 4) Existe un eje de simetría en el plano de flexión de la sección transversal de todos los elementos que componen a la estructura.
- 5) Las secciones transversales planas de los elementos estructurales permanecen planas después de la deformación y se conservan normales a su eje longitudinal.
- 6) No hay fuerzas axiales resultantes en las secciones transversales de los elementos de la estructura.



- 7) Las deformaciones son pequeñas y se puede considerar que $\phi = \tan \phi$ siendo ϕ la curvatura en un punto cualquiera del eje de un elemento estructural.

Para fundamentar los métodos de análisis que se presentan en lo que sigue se incluyen los siguientes teoremas:

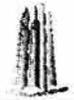
- I. **Teorema del límite inferior.**- La carga calculada con base a un diagrama de momentos en equilibrio supuesto, para el cual se cumpla que en todas las secciones transversales de la estructura los momentos no son mayores que el momento plástico $M \leq M_p$.
- II. **Teorema del límite superior.**- La carga calculada con base a un mecanismo supuesto es mayor o igual a la carga de colapso.
- III. **Teorema de unicidad.**- La carga real de colapso es única y corresponde a la carga que ocasiona una distribución de momentos estáticamente admisible, esto es, una distribución de momentos que satisfaga simultáneamente las condiciones de equilibrio, mecanismo y plasticidad.

1.7. METODOS DE ANALISIS

1.7.1. MÉTODO ESTÁTICO

Este método se basa en el teorema del límite inferior. Puede aplicarse de dos maneras diferentes:

1. **En forma semigráfica.**- Se recomienda para el análisis de vigas continuas y marcos sencillos.
 - a) Se seleccionan las incógnitas hiperestáticas.
 - b) Se traza el diagrama de momentos de la estructura isostática, que se obtiene al eliminar las restricciones correspondientes a los elementos hiperestáticos escogidos.
 - c) Se traza el diagrama de momentos finales, que es igual al diagrama isostático más el correctivo, el cual se obtiene a partir de las redundantes, y se regula el valor de las incógnitas hiperestáticas de manera que se obtengan suficientes valores de $M = M_p$ para formar un mecanismo.
 - d) Se calcula el valor de la carga de colapso resolviendo una ecuación de equilibrio.
 - e) Se comprueba que $M \leq M_p$ en todas las secciones de la estructura.



2. En forma analítica.- Resulta muy útil cuando el alto grado de hiperestaticidad de las estructuras complica el método anterior.

- a) Se parte de una configuración de momentos cualquiera, que satisfaga todas las condiciones de equilibrio en la estructura, excepto en sus nudos.
- b) Se modifican los momentos hasta lograr el equilibrio en los nudos, sin alterar las condiciones de equilibrio planteadas desde un principio.
- c) Se modifican los momentos en una serie de ciclos sucesivos, cuidando de no destruir ninguna de las condiciones de equilibrio, hasta lograr que aparezca el momento M_p en un número de secciones tal, que garantice la formación de un mecanismo.

1.7.2. MÉTODO DE LOS MECANISMOS

Este método se basa en el teorema del límite superior. Con la aplicación de este método se pretende determinar la carga de colapso de una estructura mediante la selección del mecanismo de falla, el cual puede obtenerse a partir de la combinación de un número reducido de mecanismos independientes, los cuales son relativamente fáciles de identificar. Los pasos a seguir son los siguientes:

- a) Se localizan todas las articulaciones posibles y el número y características de los mecanismos independientes.
- b) Se obtiene la carga última correspondiente a cada uno de los mecanismos independientes, aplicando el principio del trabajo virtual.
- c) Se localizan los mecanismos combinados que proporcionan cargas de colapso menores que las correspondientes a los mecanismos independientes. Para esto, el trabajo externo debe aumentar lo más posible su valor, mientras que el valor del trabajo interno debe disminuir. Esto último se logra haciendo trabajar el mayor número de cargas externas, y disminuyendo el número de articulaciones plásticas. Por ello, se debe tratar siempre que en los mecanismos combinados existan menores articulaciones plásticas que las obtenidas al sumar las de los mecanismos independientes que las originan.
- d) Obtenido un mecanismo que parezca ser el de colapso, se comprueba que $M \leq M_p$ en todas las secciones, con esto se demuestra que efectivamente lo es.
- e) En caso de que no se cumpla (d) se modifica el mecanismo hasta obtener uno que satisfaga dicha condición.

Existen otros métodos de solución a problemas de determinar la carga que produce un mecanismo. Otra forma de determinar el comportamiento de una estructura por medio de un análisis plástico es por medio del método de las rigideces o el elemento finito, en este procedimiento se analiza la estructura por los métodos convencionales y una vez que se tengan los elementos mecánicos se compara la resistencia de los miembros con respecto a los elementos mecánicos y se determina cuantos llegan a su capacidad máxima, los cuales serán considerados como articulaciones plásticas en el siguiente análisis y así



sucesivamente hasta que ya no se encuentren más articulaciones plásticas o el sistema se convierta en un mecanismo.

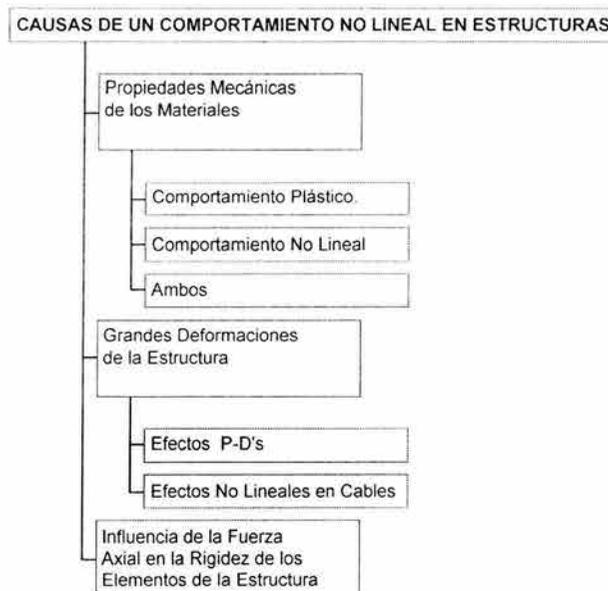
1.7.3. ANÁLISIS NO LINEAL

Hasta ahora se han mencionado el comportamiento lineal de las estructuras, en la cual deben cumplir que el material sea elástico lineal y los desplazamientos de la estructura sean pequeños. Cuando no se cumple alguna de estas premisas el comportamiento de la estructura es NO LINEAL.

- La no linealidad se puede deber solamente a que el material no es lineal, y a esto le llamamos no – linealidad física.
- Cuando los desplazamientos en la estructura no son pequeños estamos en el caso de no – linealidad geométrica.

1.7.3.1. CAUSAS DEL COMPORTAMIENTO NO LINEAL EN ESTRUCTURAS

Existen tres razones básicas por las que las estructuras se desvían de su comportamiento elástico lineal, como se observa en el siguiente diagrama:



- 1.- La primera causa es una respuesta no lineal en la relación esfuerzo-deformación del material de la estructura, teniendo tres casos en particular:
 - a. Comportamiento inelástico del material.
 - b. Comportamiento no lineal del material.
 - c. Ambos.
- 2.- La segunda causa es generalmente conocida con el nombre de grandes deformaciones, dentro de esta clasificación tenemos los siguientes fenómenos:
 - d. Comportamiento no lineal de cables.
 - e. Efectos $P - \Delta$ y $P - \delta$.



3.- Influencia de las fuerzas axiales en la rigidez a flexión de los elementos de la estructura; hay autores que consideran esta dentro del segundo grupo, pero por la importancia que tiene por sí sola se considera como un fenómeno independiente dentro del presente trabajo.

Los problemas estructurales más complejos son, por supuesto, aquellos en los cuales las diferentes causas de no linealidad se presentan simultáneamente.

1.7.3.2. COMPORTAMIENTO INELÁSTICO Y NO LINEAL DEL MATERIAL

Este análisis inelástico permite estudiar la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia de los diferentes elementos estructurales e incluye una evaluación de la respuesta inelástica a través de un análisis de daños de los miembros estructurales y de la estructura como un conjunto. Dicho análisis dará a conocer mejor el comportamiento real de la estructura y se obtendrá un mejor estimativo de las sollicitaciones inelásticas producidas en la estructura por la acción de una carga cualquiera.

La elasticidad o inelasticidad de una estructura es estrictamente una función de la relación esfuerzo-deformación del material de la estructura. Cada una de sus fibras tiene una longitud única y definida antes de la carga. Al cargarse la estructura cada elemento sometido a esfuerzos cambia de longitud. Si, al descargarla, todos sus elementos vuelven a su longitud original, se dice que la estructura es elástica. Sin embargo, no es indispensable que el comportamiento elástico sea lineal.

Por el contrario, si al descargar la estructura, cualquiera de sus elementos no vuelve a la longitud que tenía antes de someterlo a un esfuerzo, se dice que el comportamiento no es elástico. La inelasticidad se puede producir con cargas de poca duración que excedan el límite de proporcionalidad del material o con cargas de larga duración que produzcan deformaciones permanentes.

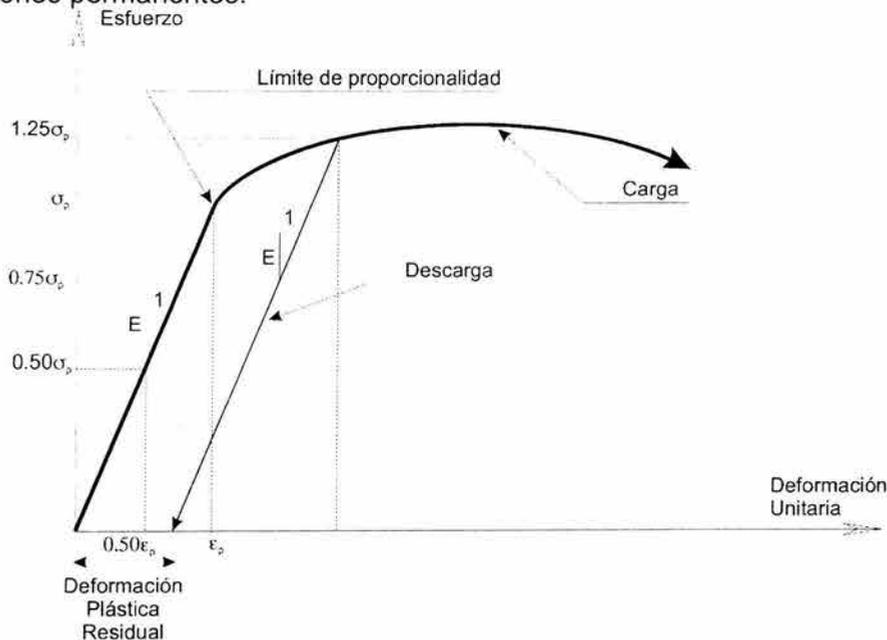
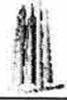


Fig. 1.3. Diagrama esfuerzo-deformación para materiales inelásticos.



El método del trabajo virtual se puede usar para calcular las deformaciones no lineales en condiciones ya sea de inelasticidad o de elasticidad no lineal.

Una estructura estáticamente indeterminada es mucho más difícil de analizar, porque las fuerzas internas dependen siempre de las propiedades del material y de la forma de la sección transversal. Si la dependencia es una relación lineal, entonces se puede utilizar la superposición y es posible formular las ecuaciones del desplazamiento consistente. En el caso del material con comportamiento no lineal no se pueden superponer desplazamientos que son producidos por efectos diferentes.

El análisis de las estructuras no elásticas y el de las elásticas indeterminadas de comportamiento no lineal se complica mucho por el hecho de que no es válida la superposición de efectos. Se debe tratar con dos clases de problemas comunes:

- 1.- Determinación de fuerzas en las estructuras que se convierten en mecanismos estáticamente determinados debido a las deformaciones excesivas en los puntos de momento máximo (que es el llamado análisis de colapso en el diseño plástico).
- 2.- La determinación de fuerzas y desplazamientos en estructuras que no son mecanismos completos y, por lo tanto, son estáticamente indeterminadas.

Es más fácil tratar la primera categoría, aunque no existen dificultades teóricas para considerar la aplicación del método de las matrices de rigidez a cualquiera de los dos problemas, aplicando la carga por incrementos y comprobando en todos los elementos en cada incremento la intensidad de los esfuerzos y la posible plastificación. Cualquier aplicación de esfuerzo no elástico a un elemento reduce su rigidez; la disminución de su rigidez se acusa en la matriz de rigideces que se utiliza en el segundo incremento de carga. Es evidente que se pueden obtener resultados precisos si se toma el suficiente número de incrementos pequeños de carga. Se pueden utilizar refinamientos en el proceso, que hacen el análisis más eficiente y que permiten hacer incrementos de carga mayores.

1.8. FILOSOFÍAS DE DISEÑO

El diseño de las estructuras está regido por especificaciones o normas, éstas son desarrolladas por varias organizaciones, como son el AISC (American Institute of Steel Construction), la especificación de mayor importancia, AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Estos códigos especifican las cargas de diseño, esfuerzos de diseño, tipos de construcción, calidad de los materiales y otros factores. ASTM (American Society for Testing and Materials), establece especificaciones de los valores mínimos del punto de fluencia, de la resistencia última de tensión, de los índices de ductilidad y de la química para controlar la aceptación de los aceros estructurales.

La seguridad estructural en el diseño se consigue cerciorándose, por medio de los cálculos de diseño, de que no se violen los límites de la utilidad estructural que se obtienen con las especificaciones estructurales aplicables, como las del AISC.



Actualmente son utilizadas tres filosofías de diseño que son referidas por AISC:

- 1.- Diseño por Esfuerzo de Trabajo (referido por AISC como Diseño por Esfuerzos Permisibles "ASD") (Diseño elástico).
- 2.- Diseño Plástico
- 3.- Diseño por Estados Límites (referido por AISC como Diseño por Factor de Carga y Resistencia "LRFD") (Diseño plástico).

En la primera se pretende que los elementos estructurales sean diseñados de tal manera que los esfuerzos máximos en ellos nunca alcancen el valor correspondiente al límite de proporcionalidad. Los dos fines principales que se persiguen son:

- 1.- Que no se presenten en las estructuras deformaciones permanentes
- 2.- Poder basar todos los cálculos en la Ley de Hooke

Sin embargo, el comportamiento real de las estructuras diseñadas elásticamente no puede explicarse en muchos casos, más que admitiendo que los esfuerzos sobrepasen el límite de elasticidad y que más allá, el material deja de ser elástico para convertirse en plástico.

Las Estructuras deben tener una rigidez y resistencia adecuada, para permitir un funcionamiento apropiado durante la vida de servicio de las mismas. El diseño debe proporcionar un cierto esfuerzo de reserva para prever la posibilidad de sobrecarga. Las Sobrecargas pueden presentarse por el cambio de uso en la que una estructura en particular fue diseñada, de la subestimación de los efectos de carga debido a simplificaciones en análisis estructural, y de variaciones en procedimientos constructivos. Además debe haber una disposición para la posibilidad de que el material no tenga la resistencia indicada. El material (miembros de acero, los pernos, y soldaduras) puede tener menor esfuerzo que el que se utiliza en los cálculos de diseño. Una sección de acero puede de vez en cuando tener un esfuerzo de fluencia por debajo del valor mínimo especificado, pero aún dentro de los límites aceptables.

1.8.1. METODOLOGÍA DE DISEÑO

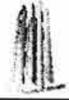
La metodología de diseño se especifica de la siguiente manera:

- a).- Factor de Incertidumbre
- b).- Análisis Estructural
- c).- Análisis del Miembro

La Tabla 1.1 se muestra la metodología de diseño que se empleara posteriormente.

Tabla 1.1. Metodología de diseño.

Metodología de diseño	Factor de incertidumbre	Análisis estructural	Diseño
Diseño por esfuerzos permisibles	Factor de seguridad	Elástico	Elástico
Diseño por resistencia última	Factor de carga	Elástico	Plástico
Diseño plástico en acero	Factor de carga	Plástico	Plástico
Análisis experimental y diseño de metales	Factor de carga	No - lineal	No - lineal



1.9. DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES (ASD)

El método tradicional de la especificación AISC ha sido El Diseño por Esfuerzos Permisibles (Allowable Stress Design "ASD") y siendo la principal filosofía utilizada durante los últimos 100 años.

Este método consiste en calcular, por medio de un análisis elástico, las acciones internas que producen las cargas de servicio (o de trabajo) en los diversos elementos estructurales, y en comparar los esfuerzos ocasionados por esas acciones determinados también por métodos elásticos, con los permisibles, que se obtienen dividiendo ciertos esfuerzos característicos (de fluencia, de falla por inestabilidad, etc.) entre un coeficiente de seguridad.

La resistencia que posee el material se mide por sus esfuerzos permisibles, su rigidez y por su módulo de elasticidad

$$\sigma_{perm} = \frac{\sigma_y}{FS} \dots 1.6$$

Donde:

σ_{perm} = Esfuerzo Permissible

σ_y = Esfuerzo de Fluencia

FS = Factor de Seguridad

En general la ecuación de seguridad estructural puede ser escrita de la siguiente manera:

$$\frac{\phi R_n}{\gamma} \geq \sum Q_i \dots 1.7$$

Donde:

R_n = Resistencia Nominal

Q = Carga de Servicio (muerta, viva, etc)

ϕ = Factor (esfuerzo de diseño)

γ = Factor de sobrecarga

En esta filosofía todas las cargas asumen el mismo promedio de variabilidad. La variabilidad total de las cargas y el esfuerzo se pone en el lado derecho de la ecuación. Para examinar la ecuación en términos de diseño por esfuerzos permisibles para vigas, el lado izquierdo presentara un esfuerzo nominal en la viga M_n dividido por un factor de seguridad $F. S.$, y el lado derecho representara la carga de servicio del momento flexionante M resultado de todos los tipos de carga. La ecuación 1.7 queda así:

$$\frac{M_n}{FS} \geq M \dots 1.8$$

El termino de diseño por esfuerzos permisibles implica un cálculo de tensión elástica, la ecuación 1.8 puede ser dividida por I/c (I = el momento de inercia, c = la distancia del eje neutro a la fibra extrema) para obtener unidades de esfuerzos. Esto es, si uno supone el que el esfuerzo nominal M_n cuando la fibra extrema alcanza esfuerzo de fluencia F_y ($M_n = F_y I / c$) ec. 1.8 quedara:



$$\frac{F_y I C}{F S I C} \geq \frac{M}{I C} \quad \dots 1.9$$

$$\frac{F_y}{F S} \geq \left[f_b = \frac{M c}{I} \right] \quad \dots 1.10$$

En ASD el $F_y / F.S.$ será el esfuerzo permisible F_b y f_b será el esfuerzo elástico calculado bajo cargas de servicio. Si el esfuerzo nominal M_n hubiera estado basado en un esfuerzo F_{cr} menor que F_y , lo que conocemos como pandeo, entonces el esfuerzo permisible F_b será $F_{cr} / F.S.$ El criterio de seguridad en ASD quedaría de la siguiente manera:

$$f_b \leq \left[F_b = \frac{F_y}{F S} \dots \dots F_b = \frac{F_{cr}}{F S} \right] \quad \dots 1.11$$

La especificación de diseño por esfuerzos permisibles de ASD es derivada de la capacidad de esfuerzos que pueden ser alcanzados si la estructura es sobrecargada. Cuando la sección es dúctil y el pandeo no ocurre, deformaciones mas grandes que la primer deformación producida pueden presentarse en la sección $\delta_Y = F_Y / E_s$ (E_s , es el módulo de elasticidad) el comportamiento de ductilidad inelástica puede aceptar cargas superiores a las permitidas, si la estructura tuvo permanecía elástica.

Los valores usados en la especificación del ASD del AISC han sido utilizados por muchos años y son el resultado de la experiencia y criterio. Es claro que la seguridad requerida debe ser una combinación de la economía y de la estadística. Obviamente, no es económicamente factible diseñar una estructura de modo que la probabilidad de la falla sea cero.

Se puede indicar que la resistencia mínima debe exceder la carga máxima aplicada por una cierta cantidad prescrita. Suponga la carga real de la resistencia calculada por una cantidad ΔR . Una estructura que apenas esta siendo adecuada tendría:

$$R_n - \Delta R_n = Q + \Delta Q$$

$$R_n(1 - \Delta R_n / R_n) = Q(1 + \Delta Q / Q) \quad \dots 1.12$$

El margen de seguridad, o factor de seguridad, sería el cociente de la fuerza nominal R_n a la carga nominal Q de servicio: o

$$F S = \frac{R_n}{Q} = \frac{1 + \Delta Q / Q}{1 - \Delta R_n / R_n} \quad 1.13$$

La Ec. 1.13 ilustra el efecto de la sobrecarga ($\Delta Q / Q$) y de los esfuerzos mínimos ($\Delta R_n / R_n$), sin embargo no identifican los factores que contribuyen. Si uno supone que la



sobrecarga ocasional ($\Delta Q/Q$) puede ser el 40% mayor que su valor nominal, y que un esfuerzo mínimo ($\Delta Rn/Rn$) puede ser el 15% menor que su valor nominal, entonces :

$$FS = \frac{1+0.4}{1-0.15} = \frac{1.4}{0.85} = 1.65$$

Lo anterior es una simplificación pero muestra un panorama posible para obtener el valor tradicional del AISC de $F. S. = 1.67$ usado como el valor básico en el diseño por esfuerzos permisibles. El dividirse por 1.67 según lo indicado en Ec. 1.11 da un multiplicador de 0.60 en F_y o F_{cr} .

El valor básico de 1.67 es utilizado para los miembros y las vigas en tensión, debido a esto se le llama método conservador porque fluctua alrededor del 65% de la capacidad del elemento antes de llegar al límite de fluencia

Este método es útil para predecir el comportamiento de las estructuras en condiciones de servicio, pero en muchos casos no permite estudiarlas en las cercanías del colapso ya que éste se presenta con frecuencia fuera del intervalo elástico cuando la Ley de Hooke ya no rige las relaciones entre esfuerzos y deformaciones. Cuando esto sucede no puede determinarse el coeficiente de seguridad ideal de la estructura, respecto a la falla.

En general el análisis por esfuerzos permisibles se basa en que se asegure que la estructura siempre trabajara en el intervalo elástico al considerar que sus elementos estarán sometidos a un cierto porcentaje de su esfuerzo de fluencia, otorgando con ello un factor de seguridad a la estructura.

1.10. DISEÑO PLÁSTICO

Este diseño fue originado con el objeto de determinar la capacidad última de la estructura, y esta basado en las condiciones de falla. Cabe señalar que la ductilidad del acero proporciona una reserva de resistencia y esta circunstancia es la base del Diseño Plástico.

Se usa el término plástico porque en la falla, las partes de la estructura estarán sometidas a deformaciones muy grandes que hacen que la estructura se ubique en el rango plástico.

Al diseñar una estructura plásticamente se dimensionan los elementos que la componen de manera que falle cuando obran sobre ella las cargas de trabajo que son multiplicadas por un número mayor que la unidad, al que se le llama factor de carga o de sobrecapacidad y los elementos estructurales se diseñan entonces con base en sus resistencias al colapso.

El comportamiento plástico del acero al llegar a la fluencia, lejos de ser un inconveniente como material de construcción, lo hace mas seguro, ya que al tener grandes deformaciones antes de la ruptura permite evitar catástrofes de colapsos no anunciados.

El diseño Plástico es un caso especial de estados de límite de diseño, en donde el estado límite de esfuerzo es el logro de la fuerza plástica del momento (M_p). El esfuerzo plástico



del momento es el esfuerzo del momento cuando todas las fibras de la sección representativa están en el esfuerzo de fluencia f_y (en el lado del eje neutro en tensión y el otro lado en compresión). El diseño plástico no permite el uso de estados límite, tales como inestabilidad, fatiga, o fractura frágil.

La filosofía de diseño usada por AISC se aplica a los miembros flexionantes incluyendo elementos viga-columna, si $R_n = M_p$ y $\gamma / \phi = 1.7$, M_p queda de la siguiente manera:

$$M_p \geq 1.7 \sum Q_i$$

Las provisiones para la sobrecarga y para el esfuerzo mínimo se combinan en un solo factor 1.7 utilizado para las cargas de gravedad. El esfuerzo nominal debe ser el esfuerzo del momento plástico M_p . Puesto que el diseño plástico es un caso especial en el diseño de los estados límite y este cubre de una manera más racional las especificaciones del AISC LRFD, el diseño plástico se convierte en un componente del LRFD.

1.11. DISEÑO POR FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA (LRFD)

Este método incluye muchas de las características de los procedimientos de diseño comúnmente asociadas al diseño último, el diseño plástico, el diseño al límite o el diseño por colapso.

Durante los últimos 15 años la aproximación general "estados límite de diseño" ha continuado con el aumento de aceptación, particularmente en el diseño de acero. El término estado límite se refiere a las condiciones de una estructura en la cual deja de cumplir satisfactoriamente alguna de las funciones para las que fue diseñada y construida. Generalmente se divide en dos categorías: estados Límite de Resistencia y estados Límite de Servicio.

1.11.1. ESTADOS LÍMITE DE RESISTENCIA

Corresponden al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o de alguno de sus miembros, asociado con un colapso total o parcial, o al hecho de que la estructura, sin agotar su capacidad de carga, sufra daños irreversibles que afecten su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga o experimente deformaciones inelásticas de magnitud inaceptable.

1.11.2. ESTADOS LÍMITES DE SERVICIO

Están relacionados con los criterios que gobiernan el uso normal de las construcciones con respecto a deformaciones inaceptables, desplazamientos, vibraciones, etc., o daños que afecten su funcionamiento correcto, pero no su capacidad para soportar cargas.

Es similar al diseño plástico en tanto que se considera la resistencia o la condición de falla. Los factores de carga se aplican a las cargas de servicio y se selecciona un miembro que tenga suficiente resistencia frente a las cargas factorizadas. Además la resistencia teórica del miembro es reducida por la aplicación de un factor de resistencia.



El criterio que debe satisfacerse en la selección de un miembro es:

$$\text{Carga Factorizada} \leq \text{Resistencia Factorizada}$$

En esta expresión la carga factorizada es realmente la suma de todas las cargas de servicio que resistirá el miembro, cada una multiplicada por su propio factor de carga. Por ejemplo las cargas muertas tendrán otros factores de carga que son diferentes de aquellos para las cargas vivas. La resistencia factorizada es la resistencia teórica multiplicada por un factor de resistencia. Por lo tanto la ecuación queda así:

$$\Sigma (\text{Cargas} * \text{factores de carga}) \leq \text{Resistencia} * \text{Factor de Resistencia}$$

La carga factorizada es una carga de falla mayor que la carga de servicio real total, por lo que los factores de carga son usualmente mayores que la unidad. Sin embargo, la resistencia factorizada es una resistencia reducida y el factor de resistencia es usualmente menor que la unidad. Las cargas factorizadas son las cargas que llevan a la estructura o al miembro a su límite. En términos de seguridad, este estado límite puede ser fractura, fluencia o pandeo y la resistencia factorizada es la resistencia útil del miembro, reducida del valor teórico por el factor de resistencia. El estado límite también puede ser uno de servicio, como la deflexión máxima aceptable.

Los factores de carga y resistencia especificados por el AISC se basan en conceptos probabilísticos. Los factores de resistencia toman en cuenta las incertidumbres en las propiedades de los materiales, en la teoría del diseño y en los procedimientos de fabricación y construcción.

El factor de la resistencia es conocido como ϕ , el cual varía con el tipo de miembro y con el estado límite que es considerado. Algunos factores representativos de la resistencia (ϕ) están como sigue.

Miembros en tensión:

$$\phi_t = 0.90 \text{ estado límite de fluencia}$$

$$\phi_t = 0.75 \text{ Estado límite de fractura}$$

Miembros en compresión:

$$\phi_c = 0.85$$

Vigas:

$$\phi_b = 0.90 \text{ por flexión}$$

$$\phi_t = 0.90 \text{ por cortante}$$

El propósito de los factores de carga es incrementar las cargas para tomar en cuenta las incertidumbres implicadas al estimar las magnitudes de las cargas vivas y muertas, el valor del factor de carga usado para cargas muertas es menor que el usado para cargas vivas.



Para estimar con precisión la resistencia última de una estructura es necesario tomar en cuenta las incertidumbres que se tienen en la resistencia de los materiales, en las dimensiones y en la mano de obra.



BIBLIOGRAFIA.

1. **LÓPEZ**, De Heredia Oscar De Buen , APUNTES DE DISEÑO ESTRUCTURAL.
Facultad de Ingeniería (UNAM), MEXICO 1995.
2. Poli libro de estructuras
<http://www.te.ipn.mx/ESIA/indicegeneral/capitulo3.html>
3. **MERRIT**, Frederick S. MANUAL DEL INGENIERO CIVIL TOMO I, 4ª Edición,
Editorial Mc-Graw Hill.
4. **MERRIT**, Frederick S. MANUAL DEL INGENIERO CIVIL TOMO II, 4ª Edición,
Editorial Mc-Graw Hill.
5. Glosario de términos - Meteorología Marítima
<http://www.inm.es/web/sup/ciencia/divulga/infesp/metmar/glosa.html>
6. **TIMOSHENKO**, Stephen P. MECANICA DE MATERIALES, Unión tipográfica Editorial,
México 1979.
7. **BEER**, Ferdinand P. MECANICA DE MATERIALES, Editorial Mc.-Graw Hill.
8. **BAYLORD**, Edwin H. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO, Editorial C.E.C.S.A.
9. Teoremas Fundamentales.
http://ing.unne.edu.ar/pub/e3_cap1.pdf.
10. Análisis Plástico De Estructuras.
http://ing.unne.edu.ar/pub/e3_cap5.pdf
11. Análisis Plástico.
www.edicionsupc.es/ftppublic/pdfmostra/AR11103M.pdf



REFERENCIAS.

- Ref. 1. Revisión y actualización del análisis estadístico de la información histórica de las inspecciones realizadas a las plataformas de la región marina noreste, respecto a resultados de socavación
- Ref. 2. Reporte de mecánica de suelos ESTUDIO GEOTÉCNICO elaborado en el año de 1999 por la compañía FUGRO, INC.
- Ref. 3. Norma de Referencia NRF-003-PEMEX-2000, Criterio transitorio para la evaluación y el diseño de plataformas marinas fijas, 2ª edición 15 abril 1998.
- Ref. 4. Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms (API RP-2A). American Petroleum Institute, twentieth edition, 1993
- Ref. 5. Storm SEA STATE, Wind and Wave Loading Program. User's Manual. Ninth Edition. Septiembre 1988.
- Ref. 6. Structural Analysis Computer System (SACS) Engineering Dynamics, Inc. 1997
- Ref. 7. Structural Analysis Computer System, PRECEDE, ver 10.5 1995 (SACS), Engineering Dynamics, Inc., 1997.
- Ref. 8. Reporte de Recopilación de Información correspondiente al proceso de Evaluación de la Plataforma de Producción Temporal 1.
- Ref. 9. Ductile Design of Steel Structures, Mc. Graw Hill.