

# FUNDACIONES DE PLATAFORMAS OFFSHORE PARA LA PLATAFORMA CONTINENTAL ARGENTINA

Autor: Diego Tomás Ficalora

Director: Dr. Ing. Alejo O. Sfriso

Co-Director: Ing. Alberto Del Vecchio

Fecha de entrega: Enero 2014



Laboratorio de Mecánica de Suelos

Facultad de Ingeniería. Universidad de Buenos Aires

# Índice general

<b>1. Introducción</b>	<b>5</b>
1.1. Motivación . . . . .	5
1.2. Objeto de Estudio . . . . .	5
<b>2. Sistemas de Fundaciones Offshore</b>	<b>7</b>
2.1. Introducción . . . . .	7
2.2. Sistemas de Exploración, Ensayos de Campo y Laboratorio . . . . .	7
2.2.1. Ensayos de campo . . . . .	8
2.2.1.1. Ensayo de Penetración del Cono . . . . .	9
2.2.2. Ensayos de laboratorio . . . . .	9
2.3. Sistemas de Fundación Estudiados . . . . .	10
2.3.1. Suction Caisson . . . . .	10
2.3.2. Pilotes . . . . .	12
<b>3. Margen Continental Argentino, Caracterización Morfológica, Topográfica, Fisiográfica, Estratigráfica y Sedimentaria</b>	<b>13</b>
3.1. Introducción . . . . .	13
3.2. Margen Continental . . . . .	13
3.3. Morfología . . . . .	14
3.3.1. Plataforma . . . . .	14
3.3.2. Talud . . . . .	15
3.4. Geología . . . . .	15
3.4.1. Sedimentos Recientes . . . . .	16
3.4.2. Polarización Sedimentaria . . . . .	18
3.4.3. Dinámica sedimentaria en plataforma . . . . .	18
3.5. Geomorfología de la Plataforma . . . . .	19
3.5.1. Terraza Rioplatense . . . . .	20
3.5.2. Frente Deltaico de los Ríos Colorado y Negro . . . . .	20
3.5.3. Golfos Norpatagónicos . . . . .	20
3.5.4. Plataforma Interior Patagónica . . . . .	20
3.5.5. Plataforma de Tierra del Fuego . . . . .	20
3.5.5.1. Plataforma Exterior Patagónica . . . . .	21
3.5.6. Plataforma de las Islas Malvinas . . . . .	21
3.6. Geomorfología del Talud y Áreas Contiguas . . . . .	21

3.7. Sitios Representativos a Analizar . . . . .	21
3.7.1. Emplazamiento en el sitio U1: . . . . .	22
3.7.2. Emplazamiento en el sitio U2: . . . . .	22
<b>4. Análisis de Cargas . . . . .</b>	<b>23</b>
4.1. Estructura de la plataforma . . . . .	23
4.1.1. Superestructura . . . . .	23
4.1.2. Infraestructura . . . . .	24
4.2. Normativa utilizada . . . . .	24
4.3. Cargas . . . . .	24
4.3.1. Gravitatorias . . . . .	24
4.3.2. Sobrecargas operativas . . . . .	25
4.3.3. Ambientales . . . . .	25
4.3.3.1. Modelo estadístico . . . . .	25
4.3.3.2. Oleaje y corriente . . . . .	26
4.3.3.3. Viento . . . . .	29
4.3.3.4. Marea . . . . .	32
4.3.4. Otras Cargas . . . . .	33
4.4. Combinaciones . . . . .	33
<b>5. Diseño de un Suction Caisson en el sitio U1 . . . . .</b>	<b>35</b>
5.1. Predimensionado . . . . .	35
5.1.1. Capacidad de carga del suelo sujeto a la carga de tracción . . . . .	36
5.1.2. Capacidad de carga del suelo sujeto a compresión . . . . .	36
5.2. Instalación del suction caisson . . . . .	39
5.2.1. Etapa 1: Penetración por peso propio . . . . .	40
5.2.2. Etapa 2: Hincia asistida por succión . . . . .	40
5.3. Análisis del suction caisson bajo la acción de las cargas de diseño . . . . .	44
5.3.1. Compresión . . . . .	45
5.3.2. Tracción . . . . .	46
5.4. Comparación de resultados . . . . .	48
<b>6. Diseño de un pilote en el sitio U2 . . . . .</b>	<b>50</b>
6.1. Predimensionado . . . . .	50
6.2. Instalación del Pilote . . . . .	51
6.2.1. Calibración de los parámetros de entrada . . . . .	52
6.2.2. Simulación de la Hincia mediante una Carga Dinámica . . . . .	53
6.3. Calculo de la resistencia última del pilote . . . . .	55
6.3.1. Curva por elementos finitos carga-desplazamiento vertical del pilote . . . . .	55
6.3.2. Curva analítica carga-desplazamiento vertical del pilote . . . . .	56
6.4. Análisis de un Pilote bajo la acción de una carga lateral . . . . .	59
6.4.1. Deformaciones y Solicitaciones del Pilote . . . . .	63
<b>7. Conclusiones . . . . .</b>	<b>65</b>

# Agradecimientos

Agradezco a la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires y especialmente al Laboratorio de Mecánica de Suelos del Departamento de Estabilidad por brindarme la posibilidad de desarrollar mi tesis de grado, permitirme hacer uso del software Plaxis que el laboratorio posee para las modelizaciones, y el uso de sus instalaciones.

Asimismo le agradezco al Ing. Alberto Del Vecchio y al Dr. Ing. Alejo Sfriso por permitirme desarrollar el tema de mi tesis con total libertad y por su constante guía, ayuda y paciencia en este trabajo. Su pasión por la geotecnia es contagiosa y motivante.

Por otro lado, quiero destacar el invaluable aporte del estudiante de doctorado, el Ing. Osvaldo Ledesma, quien sin lugar a dudas será uno de los protagonistas mas importantes de la geotecnia en los próximos años en la Argentina. Tambien quisiera agradecer al Ing. Mauro Codevilla por la ayuda brindada con estudios de suelos realizados en zonas próximas a las de estudio. Al Geologo Juan Martín Sitjá y Balbastro quien fue consulta permanente para el capítulo 3.

Por último, agradezco a mi familia y amigos que me acompañaron y se preocuparon durante este largo proceso que hoy finalmente pude concluir. Y por supuesto a Ana, sin ella esto no hubiese sido posible.

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Motivación

Argentina desarrolla una política expansiva y exploratoria para la explotación de nuevas fuentes de recursos de hidrocarburos. A pesar de contar con una plataforma continental de una gran extensión e indicios de recursos disponibles, muy pocas plataformas offshore se encuentran en operación. En este trabajo se presentan alternativas de fundaciones superficiales para la Plataforma Continental Argentina de acuerdo a las características de sus subsuelos marinos. El empleo de software de elementos finitos permite realizar análisis estructurales y geotécnicos muy completos dentro de una etapa de evaluación del proyecto y análisis de su factibilidad. Por ello, el estudio de la aplicación de estos modelos tiene interés para la ingeniería civil.

### 1.2. Objeto de Estudio

En este trabajo se presentan dos sistemas estructurales de fundaciones diferentes para dos tipos de suelos marinos distintos, todos ellos emplazados dentro de la Plataforma Continental Argentina. La elección de Pilotes y Suction Caisson se debió no solo a que son mundialmente utilizadas para profundidades de hasta 300m, sino también que representan soluciones técnicamente satisfactorias (sin considerar una evaluación económica) que enriquecen el contenido de este trabajo. No se incluyen bases por

no presentar aspectos particulares respecto de las bases ejecutadas en tierra.

En la primera ubicación, situada en la Cuenca del Colorado, se estudia el proceso de instalación y la respuesta frente a las cargas de diseño de una fundación mediante suction caisson en arenas. En la segunda ubicación, situada en la Cuenca de Malvinas Oriental, se estudia la instalación por hinca y la respuesta frente a las cargas de diseño de una fundación tradicional con pilotes en arcillas.

El diseño de la estructura offshore depende principalmente de la profundidad del nivel del mar. Dado que en la mayor parte de su extensión la Plataforma Continental Argentina no supera los 350m de profundidad, es posible diseñar plataformas tipo jacket; las cuales se componen por infraestructuras reticuladas y una superestructura de operación. Las cargas que la afectan pueden clasificarse en tres grupos: aquellas debidas al peso propio y sobrecargas, las ambientales, y accidentales con menor probabilidad de ocurrencia. De todas ellas, las preponderantes para el diseño son las ambientales y más precisamente la incidencia que produce el oleaje. La guía de diseño API utilizada en este análisis recomienda diferentes teorías para la estimación de las acciones y las combinaciones de los diferentes estados de carga.

Para el desarrollo de este estudio se decidió modelar aquellas etapas consideradas críticas y que pueden tener un efecto sobre la resistencia

y durabilidad de cada sistema de fundación. Para algunas de estas etapas se empleó software de elementos finitos; en otros, en cambio, se aplicaron teorías y ecuaciones diferenciales, siempre con el objetivo de arribar a resultados interpretables desde un enfoque geotécnico.

## Capítulo 2

# Sistemas de Fundaciones Offshore

### 2.1. Introducción

Existe una gran diferencia entre las estructuras de plataformas petroleras onshore y offshore. Su diseño es completamente diferente porque las cargas incluyen corrientes y oleajes (además del sismo, viento y hielo), y el desafío radica en la elección del tipo de infraestructura a utilizar.

La opción sobre qué infraestructura usar depende principalmente de las condiciones de suelos y profundidad del lecho marino y las condiciones climáticas y ambientales. La cantidad de reservas a producir y la distancia hacia otro sistema de producción o exportación son factores que también contribuyen para la elección. Las estructuras offshore tal como muestra Figura (2.1.1), se pueden clasificar en:

- Plataformas Fijas
- Torres Flexibles
- Soportes Flotantes:
  - Plataformas Ancladas Semi-sumergibles
  - Plataformas con Soportes de Tensión (TLP)
  - Plataformas Cilíndricas Flotantes (SPAR)

Los sistemas de fundaciones para plataformas poco profundas pueden estar conformados por:

- Pilotes de acero u hormigón hincados.
- Suction Caisson (cajones de acero) hincados con la asistencia de una diferencia de presión (succión) entre el interior y el exterior.
- Plataformas móviles con infraestructuras reticuladas elevables apoyadas sobre spudcans o plateas.
- Bases de Gravedad de acero u hormigón.

Las infraestructuras que sirven de soporte para la estructura de operación de la plataforma generalmente se componen de reticulados metálicos (independientes o vinculados entre si), o pilas de hormigón de gran diámetro.

En cambio, los sistemas de fundaciones para plataformas de aguas profundas pueden ser :

- Tension Leg Platform (con pilotes o cajones de acero).
- Anchor Systems (con anclajes tradicionales).

En estos casos ambas superestructuras son flotantes, ancladas a sus fundaciones a través de un sistema de cables tensionados para mantener su posición fija.

### 2.2. Sistemas de Exploración, Ensayos de Campo y Laboratorio

La Plataforma Continental Argentina comprende una superficie de gran extensión, y re-

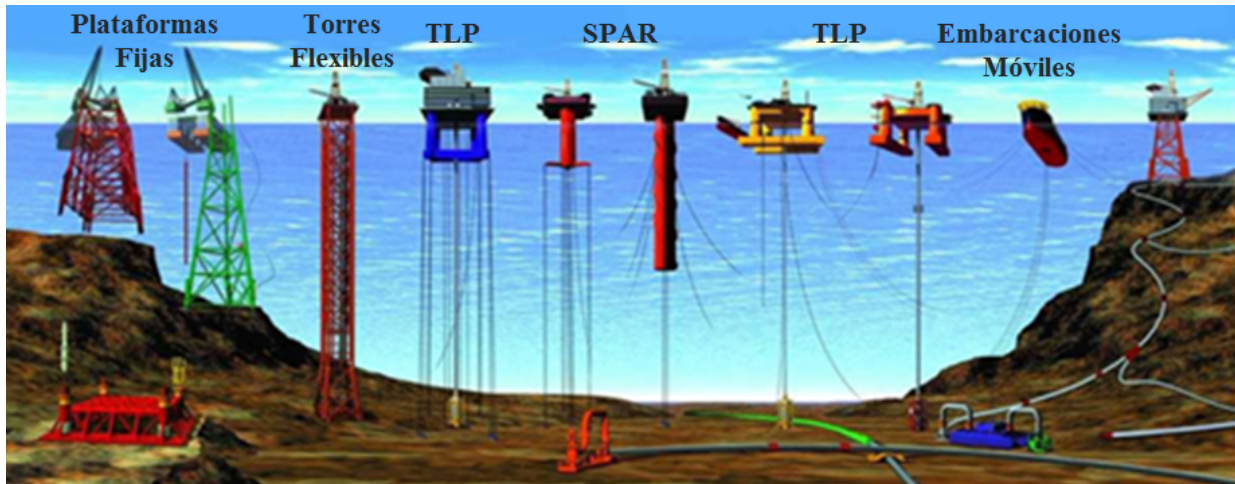


Figura 2.1.1: Tipologías de Plataformas Offshore [65].

lativamente virgen en cuanto a campañas exploratorias de caracterización del subsuelo marino se refiere, respecto de otras áreas oceánicas. Actualmente no se dispone de información de dominio público referida a este tema.

### 2.2.1. Ensayos de campo

Los ensayos de campo para la correcta obtención de los parámetros necesarios para la modelización de suelos dependen de la profundidad del subsuelo marino, la longitud del estrato del suelo a ser estudiado, y principalmente del tipo de suelo a ser evaluado. Los ensayos comunmente utilizados son:

- Penetómetros de flujo total (con celdas de carga): Cono, Barra T y Bola Esférica.
- Veleta de Corte, generalmente para arcillas blandas normalmente consolidadas.
- Sistemas robóticos controlados a distancia, con la capacidad de realizar tareas de penetración y extracción de muestras.

Los penetómetros de flujo total son los elegidos habitualmente para ejecutar las investigaciones in-situ una vez determinada la ubicación de la plataforma. Los principales parámetros medidos durante la ejecución de estos ensayos



Figura 2.2.1: Penetómetros de flujo total[48].

son la presión de poro  $u$ , la resistencia de punta  $q_c$ , la fricción lateral  $f$  y las distorsiones de corte  $\gamma$ .

Los penetómetros de Barra-T y de Bola Esférica, Figura (2.2.1), son ampliamente utilizados para la caracterización de los sitios offshore en sedimentos blandos, como una alternativa o suplemento a los Ensayos de Penetración del Cono (CPT). Esto se debe principalmente que durante la penetración, el suelo es libre de flotar sobre el penetómetro, en vez de ser forzado fuera como en el CPT. Estos penetómetros de flujo total, ofrecen numerosas e importantes ventajas sobre el CPT; como la mejorada



resolución de la medición de la resistencia al corte no drenada  $s_u$ , reducción de las incertezas debidas a las correcciones por las tensiones neutras requeridas para el CPT; y para suelos plásticos ideales, la existencia de soportes próximos, soluciones plásticas para el factor de resistencia que relaciona resistencia de penetración con la resistencia al corte de la arcilla. Ambos esfuerzos de corte no drenados, intactos y remoldeados, pueden ser deducidos de las resistencias medias durante la penetración monotónica y cíclica, y los ensayos de extracción.

Una ventaja importante de la Barra-T o la Bola Esférica es su potencialidad para evaluar el esfuerzo de corte remoldeado in-situ, debido a la repetición del movimiento de penetración y extracción con un estrecho rango de profundidad del suelo. El mecanismo de falla se reduce dramáticamente durante los primeros ciclos como resultado de una rápida plastificación del material cerca del penetómetro. En ciclos posteriores, el material lejos del penetómetro continúa plastificándose, y el mecanismo crece en tamaño hacia el valor de un penetómetro completamente rígido.

Los parámetros de los suelos limosos son más difíciles de medir e interpretar. La resistencia al corte es comparable con la de las arenas, mientras que la compresión volumétrica a la de las arcillas. Independientemente, existen grandes variaciones en el comportamiento de los limos debido a sus variaciones en el contenido de finos.

#### **2.2.1.1. Ensayo de Penetración del Cono**

La interpretación del CPT en arenas y arcillas esta basada en correlaciones empíricas entre las propiedades del suelo y las cantidades medidas en el cono ( $q_t$ ,  $f$ ,  $u$ ), tal como se puede observar en la Figura (2.2.2). Si se analizan las arenas se hará en condición drenada,

en cambio para arcillas se lo hará en condición no drenada. Es importante tener en cuenta que el comportamiento del cono en el limo es una situación intermedia (parcialmente drenada). Bajo estas condiciones afecta mucho la disipación de la presión de poro que se desarrolla. Hay una diferencia importante entre los resultados del CPT en limo y aquellas muestras intactas ensayadas en la cámara triaxial. Por ello, existe la incertidumbre si los resultados del ensayo triaxial representan condiciones (y parámetros) in-situ o modificados.

Los sedimentos finos sueltos son particularmente problemáticos porque puede aparecer el riesgo de la licuación o grandes desplazamientos debido a la carga cíclica.

En el ensayo CPT la resistencia de corte es calculada mediante la ecuación (2.2.1).

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \quad (2.2.1)$$

donde  $q_t$  es la resistencia medida por el cono,  $\sigma_v$  es la tensión efectiva, y  $N_{kt}$  es un factor de forma.

#### **2.2.2. Ensayos de laboratorio**

Posteriormente a la ejecución de los ensayos in-situ se extraen muestras de los suelos a distintas profundidades para ser ensayadas en laboratorio. Luego se realiza una clasificación de los diferentes estratos del suelo, contenido de humedad, densidad seca, distribución granulométrica, límites de Atterberg y contenido de carbonatos. Complementariamente se ejecutan ensayos triaxiales no drenados no consolidados (CTUC) en los suelos cohesivos. En cambio, para suelos cementados se realizan ensayos de compresión simple (UCS). En el caso de grandes fundaciones superficiales, o suction caissons, es posible la ejecución de ensayos triaxiales monotónicos y cíclicos (compresión y extensión). En suelos blandos los asentamientos por consolidación son usualmente altos, por lo

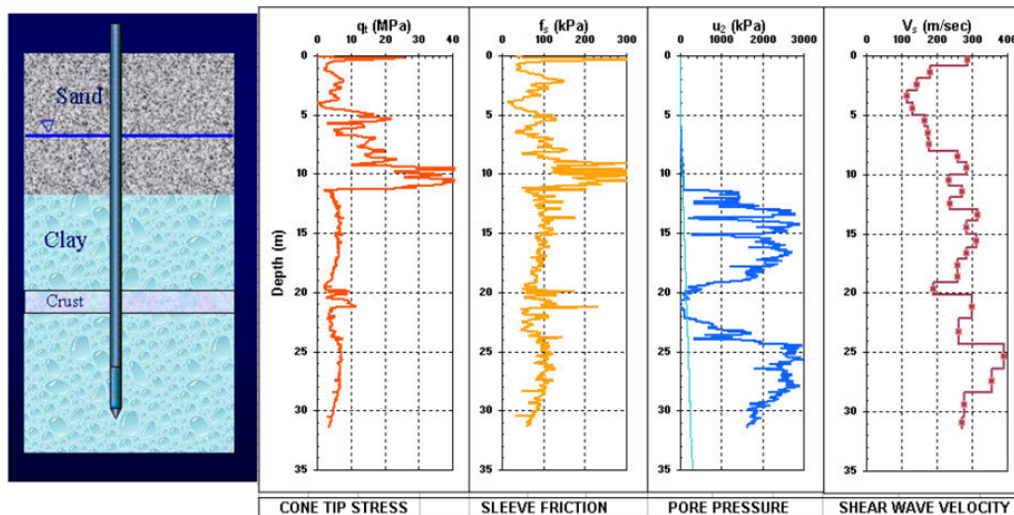


Figura 2.2.2: Resultados típicos de valores medidos por un CPT.

que ensayos edométricos o ensayos triaxiales consolidados isotropicos pueden ser útiles.

## 2.3. Sistemas de Fundación Estudiados

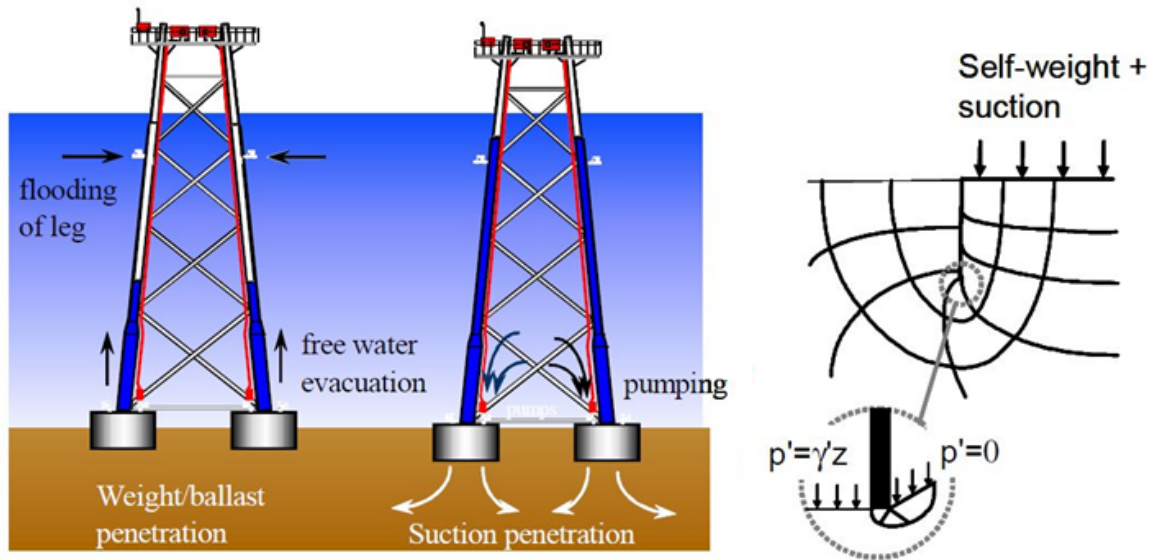
### 2.3.1. Suction Caisson

El sistema de fundación suction caisson comprende el empleo de apoyos conformados por cilindros metálicos huecos de gran diámetro, con paredes de acero de gran espesura, que son hincados en el subsuelo marino. La fundación de una plataforma offshore a través del sistema suction caisson es adoptada, principalmente, debido a su economía frente a la alternativa tradicional mediante pilotes. Esta economía se debe, no solo al menor tiempo empleado para su instalación; sino también a la posibilidad de trabajar con condiciones climáticas adversas, menor necesidad de equipos, y la posibilidad de una posterior reutilización. Por otro lado, los suction caisson permiten desarrollar mayores capacidades de carga que los sistemas de fundación que emplean anclas empotradas en el lecho marino y pueden ser colocados con precisión en ubicaciones y profundidades previa-

mente definidas con menores perturbaciones al ambiente marino.

Las cargas de dimensionamiento principales a las que están sometidas las estructuras offshore tienen su incidencia predominante en sentido horizontal a la plataforma [48]. Estas cargas son estimadas para una tormenta de diseño con períodos de recurrencia de 50, 100 o incluso más años; por lo cual el tiempo efectivo de aplicación de las cargas máximas de diseño es breve y, por tener un origen ambiental, de carácter cíclico. Como consecuencia de su punto de aplicación y la longitud de la infraestructura (dependiente de la profundidad) se generan momentos de gran magnitud, que al ser descompuestos entre las apoyos frontales y posteriores generan un par de tracción-compresión.

El comportamiento que se desarrolla en un subsuelo de arena sueltas contempla que a velocidades de carga muy rápidas la respuesta del suelo es no drenada, como ocurre típicamente durante la carga de una arcilla. Cuando la arena se encuentra en un estado suelto las partículas sufren un acomodamiento ante la aplicación de una carga de corte muy rápida. Esta contracción lleva a la creación de un aumento de presión en el agua intersticial



(b) Procedimiento de hinca asistido por succión.

(c) Presiones efectivas dentro y fuera del caisson bajo flujo.

Figura 2.3.2: Instalación del suction caisson mediante el empleo de succión[48].



(a) Infraestructura con suction caisson lista para ser trasladada.



(b) Distintos tipos de suction caisson

Figura 2.3.1: Suction Caisson previo a ser instalado [37].

(presión de poro) mientras los granos de arena tratan de aglutinarse, pero se encuentran restringidos ante la condición de volumen constante. El resultado es el aumento de las tensiones, pudiendo incrementarse hasta que el suelo plastifique y el elemento de arena en cuestión alcance su estado crítico. El esfuerzo no drenado de la arena está generalmente limitado por la cavitación del fluido en los poros.

Una de las principales características que este sistema presenta es su proceso de instalación, el cual comprende dos etapas. La primera, corresponde a la hinca de los cilindros por el mismo peso propio de la infraestructura hasta alcanzar una profundidad en equilibrio con las fuerzas actuantes del suelo (fricción y punta). La segunda etapa se realiza mediante la aplicación de una succión en el interior del cilindro. Esta succión se desarrolla de manera gradual hasta hincar la totalidad de la longitud del cilindro.

La medición de la presión de poro en las paredes exteriores e interiores del caisson permi-

ten determinar en qué etapa se encuentra el mecanismo y seguir su evolución. Cuando se produce un exceso en la presión de poro, las tensiones efectivas  $\sigma'$  se reducen. Por otro lado, la permeabilidad  $k$  de la arena permite definir el diferencial de presión a aplicar durante la hinca por succión.

Un aspecto particular y muy valorado de este sistema de fundación es la capacidad que desarrolla de resistir esfuerzos de tracción, mediante la succión pasiva que se genera bajo la base del cilindro del suction caisson frente a las cargas extremas ambientales.

### 2.3.2. Pilotes

El pilote como sistema de fundación offshore fue adoptado para la transmisión de las acciones al subsuelo marino producto de la tormenta de diseño. El principal problema que presenta este sistema de fundación son las acciones laterales de alta intensidad y bajo periodo de aplicación a la que se encuentra sometido el pilote. Existen antecedentes previos a su utilización real, en los cuales se realizaron una serie de ensayos de campo a escala real 1:1 [50]. Con el correr de los años y las experiencias acumuladas, el sistema fue probado y perfeccionado tecnológicamente. Desde sus inicios hasta la actualidad el pilotaje offshore ha desarrollado nuevas técnicas de diseño, tecnologías de materiales, y procedimientos de instalación para lograr una mayor eficiencia y aprovechamiento de los recursos disponibles.

De acuerdo a lo referido por [50], un diseño de la fundación mediante pilotes con el uso de FEM debe comenzar con el modelo constitutivo del suelo del lugar, para luego modelar la influencia de la instalación de el o los pilotes, y finalmente la modelización debe incorporar la influencia de los diferentes estados de carga.

Los materiales para los pilotes pueden ser de acero o de hormigón, huecos o macizos; y estos

pueden perforados o ser instalados mediante hinca. Es importante que la cota de fundación proyectada pueda ser alcanzada antes de registrar el rechazo a la hinca, ya que si la cantidad de golpes es excedida puede comprometer la resistencia estructural del pilote; y a su vez no se optimizarían los recursos y la energía entregada en la instalación, lo que se traduce en un aumento de costos.

Por otro lado, el problema de la acción laterales sobre el pilote no puede ser resuelto con un modelo plano de elementos finitos en 2D, debido a la consideración de un medio infinito en sentido transversal. Por ende, las alternativas comúnmente empleadas engloban desde un modelo de elementos finitos en 3D hasta la resolución de la ecuación diferencial de una viga-columna apoyada sobre resortes mediante algún método numérico. De esta manera es posible evaluar los esfuerzos y desplazamientos a los que estará solicitado el pilote y el suelo, y ejecutar un correcto dimensionamiento de la fundación.

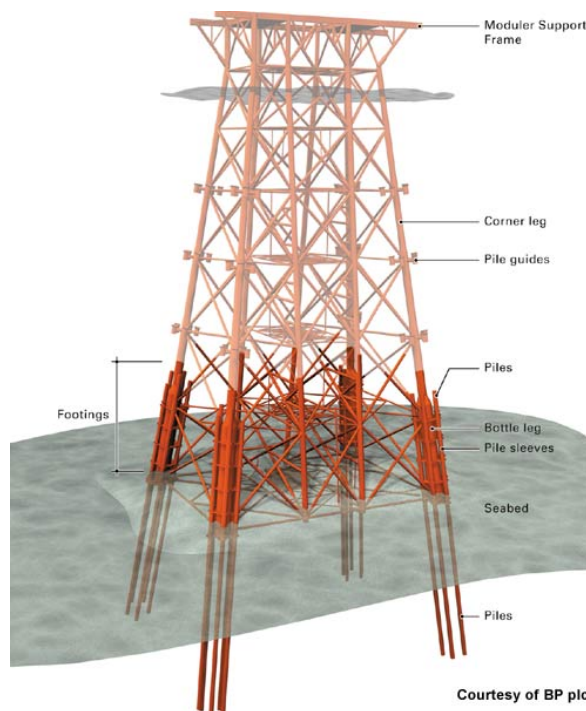


Figura 2.3.3: Fundación mediante pilotes [8].

## Capítulo 3

# Margen Continental Argentino, Caracterización Morfológica, Topográfica, Fisiográfica, Estratigráfica y Sedimentaria

Lo que sigue fue tomado en gran parte de las referencias bibliográficas [40] , [41] y [47].

### 3.1. Introducción

La Plataforma Continental Argentina comprende la extensión del territorio continental debajo del océano hasta su encuentro con el talud continental. Alcanzando en algunas regiones unos 240m de profundidad y hasta 1000km de extensión desde la línea de costa. A su vez, se puede clasificar a la plataforma en diferentes áreas con particularidades bien definidas de acuerdo a su composición fisiográfica, topográfica, y sedimentológica. En el presente capítulo se brindará una descripción general y se identificarán tres ubicaciones puntuales, donde podrían emplazarse, en un futuro, estructuras de extracción de hidrocarburos, mejor conocidas como plataformas offshore. Las ubicaciones elegidas tienen por finalidad analizar tres diferentes tipos de suelo (los más representativos), que de acuerdo con sus profundidades implicará la elección de sistemas de fundaciones de las plataformas offshore del tipo superficial.

### 3.2. Margen Continental

El margen continental está conformado por:

- Costa
- Plataforma
- Talud
- Emersión

Más allá de la emersión continental, se desarrollan las cuencas oceánicas profundas y dorsales oceánicas. A continuación se describen los ambientes marinos de plataforma y talud por tratarse de las posibles locaciones para una plataforma offshore. Estos ambientes pertenecientes al Margen Continental Argentino tienen una superficie de 2 millones de km<sup>2</sup>, extendiéndose entre los paralelos 35°S y 60°S, con una longitud de 2400 km y un ancho variable de 550km en el Río de La Plata, 1000km a la altura del Golfo San Jorge, y tan solo 100km al sur de Tierra del Fuego. Sin embargo, a la altura del Río Santa Cruz, desde la costa hasta el extremo oriental (Plateau de Malvinas) la plataforma supera los 2000 km de extensión.

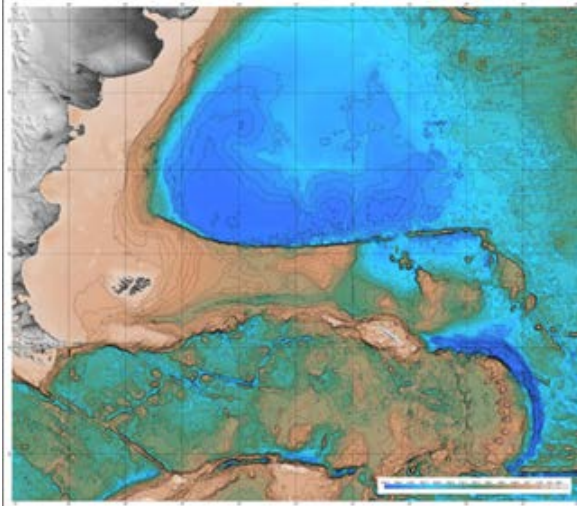


Figura 3.2.1: Batimetría de la Plataforma Continental Argentina [11].

### 3.3. Morfología

#### 3.3.1. Plataforma

Es la provincia fisiográfica del margen continental que se desarrolla desde el borde costero (shore face) hasta el talud continental y se caracteriza por tener suaves pendientes y escaso relieve.

Cubre un área de 960.000 km<sup>2</sup>, abarcando desde la línea de costa hasta el borde superior del talud. Su ancho oscila entre 170 y 1000 km. Su borde exterior tiene una profundidad variable: entre el Río de la Plata y Península Valdés oscila entre 115 y 130 m, luego desciende bruscamente a 240 m a los 48°S, para volver a ascender hasta alcanzar entre 150 y 165 m en el extremo sur. Su rumbo es irregular ya que la tendencia general NE-SO adquiere una configuración muy diferente alrededor de las Islas Malvinas, tal como se observa de la figura (3.2.1)

La pendiente de la plataforma es muy suave, aunque presenta características cambiantes: en el área adyacente a la región pampeana (al norte de 39°S) su perfil es convexo (mayor pendiente hacia la plataforma exterior), mientras que en Patagonia (al sur de 29°S) es cóncavo,

con mayor pendiente hacia el lado del continente. Al norte de 38°S pasa de 1:2.000 por encima de los 90 m de profundidad a 1:500 por debajo de esa profundidad. Entre 38°S y 48°S se ubica el sector más subhorizontal, con valores extremos de pendientes del orden de 1:10.000. En el extremo sur, a partir de los 51°S, oscila entre 1:3.000 y 1:4.000. Las mayores ondulaciones son dunas gigantes y relieves que constituyen relictos de antiguas líneas de costas hoy sumergidas.

Si bien la plataforma está constituida por una superficie regular, se manifiestan desniveles representados por una sucesión de terrazas subhorizontales a diferentes profundidades (-35 a -40 m, -80 a -90 m, -100 a -130 m y 185 m) separadas por escalones de fuerte pendiente, tal como se observa en la Figura (3.3.1).

Estas terrazas se denominan respectivamente niveles I, II, III y IV. Tienen una dirección predominante NNE-SSO, subparalela a la línea de costa, aunque no están uniformemente distribuidas.

El nivel I (tope de la terraza a 25-30 m de profundidad), el más septentrional, se extiende a lo largo de 900 km al este de la región pampeana entre los 35°S y 42°S. En su sector medio, a la latitud de Mar del Plata, está interrumpido de manera que queda subdividido en dos sectores (el sector norte es denominado Terraza Rioplatense). Su ancho es de 150 km en la boca del Río de la Plata y 100 km frente a Bahía Blanca. La terraza II, a 85-95 m de profundidad, es la más desarrollada. Se extiende a lo largo de 2.500 km entre el Río de la Plata y Tierra del Fuego (35°S a 55°S), con un ancho máximo de 200 km.

La terraza III (a 110-120 m) tiene la mitad de la longitud de la anterior; está desarrollada en la mitad sur de la Patagonia (entre 43°S y 54°S), con un ancho que no excede 100 km.

La terraza IV (130-150 m) es la menor de

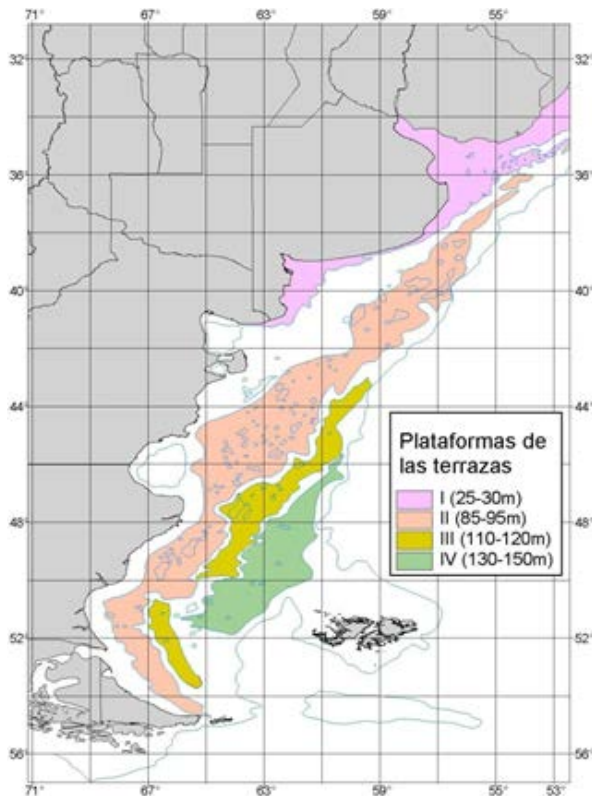


Figura 3.3.1: Terrazas de la Plataforma.[11]

todas teniendo solamente 700 km de longitud y un ancho de 150 km; está localizada al oeste de las Islas Malvinas (46°S a 52°S). Los escalones entre terrazas no son uniformes sino que incluyen pequeñas terrazas menores.

### 3.3.2. Talud

Se extiende desde el borde exterior de la plataforma hasta profundidades variables entre 2.000 y 4.500m con una pendiente promedio de 2°. Su superficie es de 700.000 km<sup>2</sup> y su ancho varía entre 50 y 270km. Este rasgo tiene irregularidades dadas por cambios de relieve que pasan de sectores más empinados a superficies aterrazadas intermedias, tal como se observa en diferentes cortes transversales de la Figura (3.3.2). La característica particular del talud es que está surcado por sistemas de cañones submarinos que lo atraviesan tanto en forma transversal como oblicua y a veces paralelamente a las isobatas.

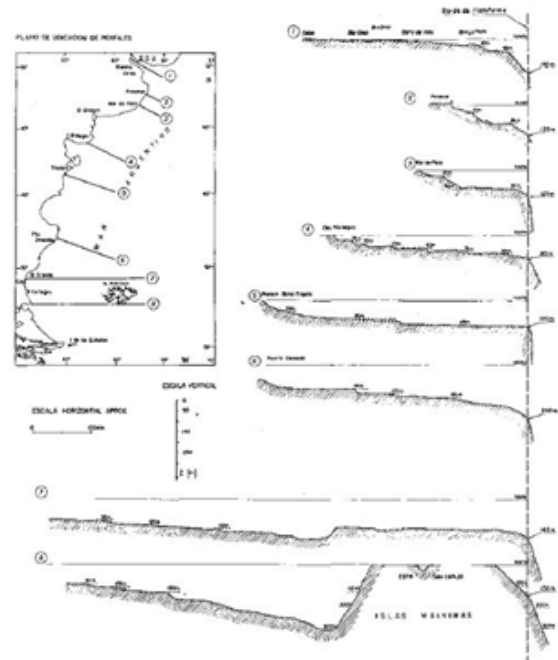


Figura 3.3.2: Corte Transversal de la Plataforma [40].

Al pie del talud se extiende un rasgo que es parte del margen continental ya que está genéticamente vinculado al talud y a los procesos que ocurren desde el ambiente costero: la emersión continental. Este rasgo se continúa por debajo del talud con una superficie de 300.000km<sup>2</sup>, y representa el ambiente más alejado de la costa en el cual se encuentran sedimentos de origen continental.

### 3.4. Geología

De acuerdo a su evolución a través del tiempo geológico, el margen continental tiene diferentes rasgos. Al norte de 49°S es típicamente pasivo (margen no afectado significativamente por tectónica, asociado a la divergencia entre Sudamérica y África), mientras que al sur, donde se desarrollan el Plateau de Malvinas y el Arco de Scotia, el margen es trascurrente y convergente por la actividad tectónica que caracterizó al sector debido a la interacción entre las placas de Scotia, Sudamérica y Antárti-

da. Estas características hacen que la plataforma descansa sobre corteza continental, mientras que el talud y emersión lo hacen sobre corteza oceánica. El espesor de los sedimentos sobre esos sustratos llega, en las zonas de cuencas, a 8 km. Desde el punto de vista estratigráfico, el margen está compuesto por diferentes unidades geológicas. Pero a los fines de la descripción con implicancias ambientales solamente interesa la cubierta superior de sedimentitas del Neógeno - Cuaternario (últimos 20 millones de años) que forman las secuencias que se extienden en la Pampa y Patagonia que afloran en los acantilados costeros y se extienden en el subsuelo de la plataforma, donde están cubiertos por una capa superior correspondiente a los sedimentos recientes que forman el lecho marino.

Un aspecto evolutivo a destacar es que la plataforma submarina estuvo sujeta durante los últimos 3 millones de años a una sucesión de transgresiones y regresiones marinas, es decir avances y retrocesos del nivel del mar que ocurrieron en respuesta a cambios climáticos globales. De esta manera, la actual plataforma fue cubierta y descubierta por el agua en repetidas ocasiones.

Las cuencas petroleras de la República Argentina han sido identificadas en la figura 3.4.1 y en algunos casos son continuaciones geológicas de las existentes en el continente.

### 3.4.1. Sedimentos Recientes

La Plataforma Continental Argentina tiene una cobertura de sedimentos recientes originados en el continente y transportados al mar a través de diferentes procesos y agentes, ya que no existen sedimentos originados en el mar. Ese manto alcanza un máximo de unos 15 m de espesor.

Los sedimentos predominantes son arenas, que constituyen aproximadamente el 65 % de



Figura 3.4.1: Cuencas Petroleras Argentinas [51].

la superficie de la plataforma, resultantes del retrabajo de depósitos de antiguos ambientes costeros (playas, médanos, lagunas costeras, cangrejales) evolucionados antes y durante la transgresión marina. Son mayoritariamente arenas bioclásticas finas a medianas, con fracciones gruesas y muy finas subordinadas, moderadamente a bien seleccionadas como consecuencia del intenso retrabajo por las olas y corrientes, y de colores amarillentos, castaños y grisáceos. Su distribución regional revela predominio de las fracciones finas a medianas en el ámbito adyacente a la región central y norpatagónica, con fracciones algo más gruesas en el litoral bonaerense y en el sur patagónico.

Son materiales completamente sueltos. En la superficie que se extiende hacia el este de la isobata de 40m (plataforma propiamente dicha), son más abundantes las fracciones finas y muy finas. En las inmediaciones de los ambientes li-



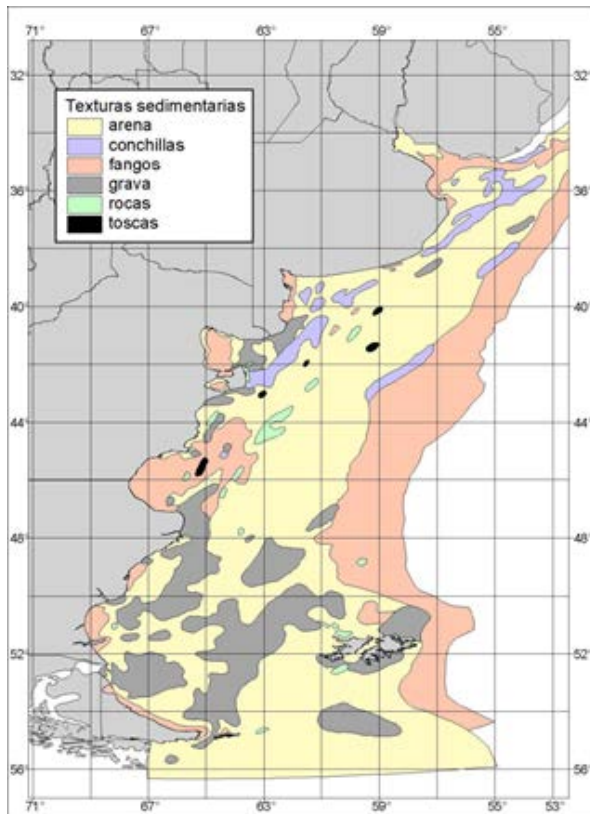


Figura 3.4.2: Sedimentología.[11]

torales semiprotectidos (Río de la Plata, Bahía Blanca, Golfos San Matías y San Jorge) abundan las arenas muy finas en transición a limos. En algunos sitios, como en el litoral del este bonaerense (Cabo San Antonio), y en el sector comprendido entre Bahía Blanca y Golfo San Matías, las arenas constituyen dunas modeladas en sistemas de bancos paralelos entre sí formados por acción de corrientes de marea.

En otros lugares su morfología es producto de relictos de barreras litorales y playas, mientras que en sitios como las desembocaduras de los principales ríos se asocian a sistemas deltáicos. Las arenas tienen origen en rocas volcánicas, plutónicas, metamórficas y sedimentarias denotando distintas áreas de aporte (regiones cordilleranas, Patagonia, Pampas y Escudo de Brasilia).

Las conchillas forman el segundo tipo dominante, presente en un 12.5%, aunque también hay depósitos, generalmente cordoniformes y

paralelos a la línea de costa, donde las conchillas formadas por valvas de moluscos fragmentadas a enteras de diversos tamaños, normalmente sueltas aunque localmente pueden estar algo cementadas formando coquinas (conglomerados bioclásticos); representan el material dominante. Este tipo de sedimentos predominan al norte de 43°S señalando, probablemente, la posición de antiguas líneas de costa.

Las gravas se hallan en proporciones semejantes a las conchillas (entre ambas forman el 25% de la cobertura sedimentaria de toda la plataforma), extendiéndose preferentemente aguas afuera de la desembocadura de los principales ríos patagónicos. Son particularmente comunes entre el sur patagónico y las Islas Malvinas. Su origen se asocia a aporte fluvial vinculado a áreas de procedencia de materiales de origen glacifluvial, particularmente las terrazas patagónicas.

Los fangos (limos y arcillas) cubren un 8% de la superficie de la plataforma, limitándose en su distribución a las áreas costeras vecinas a estuarios, bahías y golfos, particularmente en los ámbitos del Río de la Plata, Bahía Blanca, Golfos San Matías, San José y Nuevo, San Julián, Bahía Grande y San Sebastián. Los fangos son de colores verdosos oscuros, suelen tener diferentes grados de cohesión y contienen generalmente altas concentraciones de materia orgánica que le confieren coloraciones oscuras. En parte representan relictos de ambientes estuáricos, albúferas y planicies de marea.

Fuera del ámbito de la plataforma, en áreas del talud y cuencas oceánicas profundas, los fangos se hacen dominantes cubriendo casi la totalidad de la superficie de esos ambientes. En este caso, se infiere la existencia de sedimentos tanto de origen terrígeno continental como pelágico. Predominan cienos y fangos calcáreos y biosilíceos.

Esporádicamente aparecen en la plataforma

afloramientos de rocas del substrato (2% de la superficie total). Estos afloramientos son de dos tipos: los de rocas ígneas, metamórficas o sedimentarias, que son por lo general muy consolidadas; predominan aguas afuera de la región patagónica donde constituyen “picos” en fondos rugosos entre 85-100 metros de profundidad; y los de rocas volcánicas, que se encuentran en las inmediaciones de los macizos volcánicos que forman parte del relieve de la Patagonia.

Por otra parte, en las áreas vecinas a la región pampeana hay afloramientos de sedimentitas semiconsolidadas de carácter loésico, así como toscas (sedimentitas consolidadas a semiconsolidadas, esencialmente limoarcillosas a margosas, con carbonato de calcio en proporciones variables), que representan los remanentes del sustrato que subyace a las arenas en esa región, constituido por el loess pampeano que cubren gran parte de las llanuras argentinas. En los sedimentos de plataforma se observan marcados contrastes en la consolidación de los sedimentos entre la cobertura sedimentaria superficial (poco consolidada) y el sustrato (muy consolidado).

El talud está cubierto principalmente por sedimentos arcillosos con mayor o menor contenido de arenas y limos, Figura (3.4.2). La misma composición caracteriza a la emersión continental.

### 3.4.2. Polarización Sedimentaria

Matthews atribuyó a la existencia misma de las plataformas continentales la polarización sedimentaria entre las arenas y las arcillas observada en los océanos, de la cual la plataforma argentina es un ejemplo significativo, y consideró que se debe a los procesos dinámicos de poca profundidad y de alta energía que en ella ocurren, contribuyendo a que las arenas se acumulen en posiciones de relativa estabilidad gra-

vitacional al mismo tiempo que separa a los fangos y los mantiene en suspensión hasta su depositación en sus bordes o fuera de ella.

### 3.4.3. Dinámica sedimentaria en plataforma

La dinámica sedimentaria del litoral argentino está dominada por el efecto combinado de la corriente de Malvinas, que fluye hacia el norte, y las corrientes litorales producidas por olas bajo el control de los vientos dominantes.

Esto condiciona patrones regionales de circulación que transportan sedimentos hacia el norte, a excepción de las áreas localizadas con circulación diferente a la regional por influencias geomorfológicas. Ello ocurre en ambientes marginales o semiprotectidos como golfos, bahías y estuarios, en los sitios con puntas o promontorios hacia el mar que desvían las corrientes, y en las bocas de los ríos mayores donde el aporte de agua dulce modifica el patrón de circulación oceánica.

La tendencia general de la circulación costera es de sur a norte (Zyryanov y Severov, 1979; Lusquiños y Schrott, 1983; Forbes y Garrafo, 1988; Piola y Rivas, 1997). En la plataforma se observan regiones con diferentes rasgos.

La región norte está ubicada en el área de influencia del Río de la Plata, el cual interactúa con el ámbito marino de manera que aquí la actividad fluvial imprime sus rasgos dominando muchas veces sobre los procesos marinos.

Desde el punto de vista oceanográfico este sector está dominado por olas de baja energía con un rango de mareas micromareal. Por estas razones la morfología y la sedimentología submarina en el ámbito vecino al Río de la Plata está altamente influenciada por los depósitos de origen estuárico - deltaico, con sedimentación predominante de arcillas en todo el ámbito litoral desde el sur de Uruguay hasta el sureste de Brasil.

La región central, que comprende las áreas adyacentes a la región sur pampeana y gran parte de la Patagonia, está mayormente dominada por procesos marinos que se caracterizan por la transición de un predominio de acción de ola en la región norte a mayor influencia de mareas al sur, aunque la acción de la ola es mayor que en la región norte. Estos procesos de mar abierto con importante acción de ola dieron origen a formas de fondo y sedimentos resultantes de la evolución de sistemas de barras litorales, lo que produjo morfologías onduladas y predominio de sedimentación arenosa. Ondas formadas por mareas son comunes en algunos sitios (Mouzo et al., 1974, Parker et al., 1982, Isla, 1996). Los procesos fluviales son aquí de menor importancia; están localizados solamente en las cercanías de la desembocadura de algunos ríos importantes como el Negro y el Colorado con sedimentación deltaica en áreas costeras marginales.

La región sur, en el extremo sur de Patagonia y en Tierra del Fuego, es un típico ámbito marino con escasa influencia fluvial y predominio de las mareas sobre las olas, pues aunque estas últimas son gradualmente mayores por efecto climático y acción del viento, el rango de mareas sube hasta llegar a 12m en algunos ámbitos costeros. Rasgos de antiguo origen glacial (como el Estrecho de Magallanes y el Canal de Beagle) le imprimen características particulares a los fondos marinos adyacentes por la presencia de relictos de rasgos glaciales antiguos, hoy sumergidos.

La dinámica que reguló la distribución de sedimentos recientes en la costa y la plataforma submarina estuvo influenciada por procesos litorales ocurridos durante la transgresión marina que cubrió la plataforma en los últimos 18.000 años a partir de la finalización de la última era glacial. Durante ese evento, los procesos marinos actuaron sobre un substrato

más antiguo de sedimentos poco consolidados provocando la erosión de la superficie con el consecuente rápido retroceso costero que dio lugar a la formación de acantilados y la re sedimentación de los materiales erosionados que así cubrieron la plataforma.

Por otra parte, el territorio argentino se caracteriza por la presencia de redes fluviales que, con escasas excepciones, transportan hacia las regiones costeras volúmenes sedimentarios relativamente reducidos y aún los ríos más caudalosos generalmente tienen en sus desembocaduras ambientes estuáricos que retienen la mayor parte del material.

Sin embargo, durante épocas anteriores al Holoceno (antes de los 10.000 años) los aportes fluviales parecen haber sido más importantes, lo que explicaría la gran cantidad de gravas presentes en parte de la plataforma continental. Su aporte a esta región habría sido importante durante etapas de niveles del mar bajos. La acción eólica tampoco es demasiado importante en comparación con otros procesos de transferencia sedimentaria hacia el mar. De esta manera, el aporte más importante de sedimentos terrígenos a la plataforma es debido a la erosión de los acantilados costeros.

El factor común es, para la totalidad de la costa argentina, y teniendo en cuenta que la influencia del Río de la Plata no es significativa en plataforma al quedar la mayor parte de sus sedimentos retenidos en el delta, el predominio del aporte de sedimentos por erosión costera que por la llegada de materiales por vía fluvial.

### **3.5. Geomorfología de la Plataforma**

Los rasgos fisiográficos más conspicuos son:

1. Terraza Rioplatense
2. Frente Deltaico de los ríos Colorado y Negro

3. Golfos Norpatagónicos
4. Plataforma Interior Patagónica
5. Plataforma de Tierra del Fuego
6. Plataforma Exterior Patagónica
7. Plataforma de las Islas Malvinas

### 3.5.1. Terraza Rioplatense

Es el sector que se extiende desde la boca del Río de la Plata y la línea de costa hasta los 70 m de profundidad. Su borde oriental tiene orientación NE-SW. Cerca de Punta del Este la terraza está interrumpida por el paleovalle del Río de la Plata (Canal Oriental, relicto de un antiguo cauce del río hoy parcialmente cubierto de sedimentos). Hacia el norte limita con el sector continental uruguayo y hacia el oeste con las llanuras costeras bonaerenses.

Sobre la terraza se desarrollan rasgos secundarios que le imprimen características morfológicas particulares, como la plataforma deltaica que se extiende en su extremo noroccidental, el sistema de bancos alineados en su extremo sur, y el banco La Plata en su borde oriental, que representan formas de fondo con morfología de barras y composición arenosa. El sector Punta Piedras - Umbral de Samborombón - Alto Marítimo y la Restinga de los Pescadores son rasgos erosivos donde afloran sedimentos anteriores al Holoceno. Los canales situados al este y noreste de Punta Rasa y el localizado al sur de la costa uruguaya representan la antigua salida al mar del Río de la Plata. En el sector sur de la Terraza Rioplatense es donde se desarrollan los sistemas de bancos alineados de origen marreal (Parker et al., 1978). Isla (1996) diferencia dos sectores allí, uno al norte de Mar Chiquita con la presencia de los mencionados bancos y otro al sur con formas de fondo (franjas de arena) de menos magnitud que los bancos también producidos por corrientes submarinas.

### 3.5.2. Frente Deltaico de los Ríos Colorado y Negro

Es el resultado de la influencia de los deltas de estos ríos, particularmente el Colorado, que evolucionaron durante el Pleistoceno-Holoceno (Spalletti e Isla, 2003). Está formado por sedimentos bioclásticos de carácter arenoso a gravoso. Mouzo et al. (1974) e Isla (1996) también mencionan en algunos sitios la presencia de dunas subácueas gigantes.

### 3.5.3. Golfos Norpatagónicos

Son uno de los rasgos más llamativos de la fisiografía de la plataforma; son cuencas semi-cerradas separadas del mar abierto por bocas que desarrollan un umbral de menor profundidad que la parte central de la cuenca. Su origen podría estar vinculado a antiguas depresiones continentales de carácter eólico, posteriormente invadidas por el mar, probablemente con formación de lagos interiores, más que a factores tectónicos (Mouzo, 1978; Cavallotto y Violante, 2003).

### 3.5.4. Plataforma Interior Patagónica

Este sector de plataforma se extiende entre el sur de Golfo Nuevo y el Río Santa Cruz, y su característica primordial es su relieve sub-horizontal caracterizado por rasgos lobulados que podrían estar vinculados a paleoambientes deltaicos de los ríos patagónicos.

### 3.5.5. Plataforma de Tierra del Fuego

Al este de la isla la plataforma tiene características peculiares que permiten separarla del resto de la plataforma submarina. Su composición sedimentaria es en gran parte gravosa, vinculada probablemente a procesos de origen glacial ocurridos durante el Pleistoceno final.

La boca del Estrecho de Magallanes le confiere algunos rasgos especiales, ya que una depresión (seguramente la porción exterior del valle glacial que constituye el estrecho) se extiende mar adentro, bordeado por depósitos cordoniformes que podrían corresponder a depósitos glaciales hoy sumergidos (Isla y Schnack, 1995; Mouzo, 2005).

### 3.5.5.1. Plataforma Exterior Patagónica

Es el sector más extenso de la plataforma argentina y el ubicado más al este, ya que se extiende entre la boca del Río de la Plata y Tierra del Fuego, y su borde oriental se conecta con el quiebre hacia el talud.

### 3.5.6. Plataforma de las Islas Malvinas

Es chata y relativamente uniforme. Representa la continuación morfológica y geológica de la plataforma exterior patagónica.

## 3.6. Geomorfología del Talud y Áreas Contiguas

El talud continental es más o menos homogéneo a lo largo de su extensión. Está surcado por sistemas de cañones submarinos (denominados Río de la Plata, Colorado - Negro, Ameghino y Patagonia), que representan las vías de transporte de sedimentos desde la plataforma hacia los fondos marinos. Su origen se asocia a erosión submarina debida a corrientes de fondo. No hay evidencias concretas de que puedan estar conectados a procesos fluviales ocurridos durante etapas de nivel del mar más bajo que el actual.

El Plateau de Malvinas se extiende al este del archipiélago malvinense y está limitado al norte por la Escarpa y al sur por el Surco homónimos. En el extremo oriental del Plateau

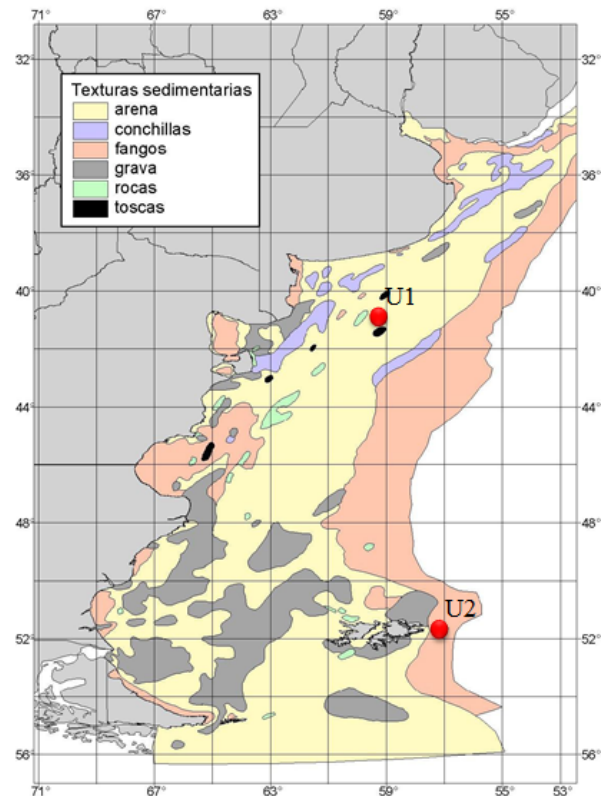


Figura 3.7.1: Ubicación de los sitios de análisis.

se halla el banco Maurice Ewing. Al sur del Surco de Malvinas, situado a los 54°S, se desarrolla el Arco de Scotia, formado por la Dorsal de Scotia Norte (en la que sobresalen banco Burdwood, las rocas Cormorán y Negra y las Islas Georgias del Sur), el Arco Volcánico de las Islas Sandwich del Sur y la Dorsal de Scotia Sur, a la que pertenecen las Islas Orcadas y Shetland del Sur.

## 3.7. Sitios Representativos a Analizar

Por lo anteriormente expuesto, en la Figura (3.7.1) se pueden identificar dos emplazamientos diferentes con suelos que se consideran los más representativos:

### 3.7.1. Emplazamiento en el sitio U1:

Ubicado en Frente Deltaico del Río Colorado a unos 100km de la línea de costa, a una profundidad de 115 y hasta 350m por debajo del nivel del mar, y con el predominio de arenas sueltas. Forma parte de la Cuenca del Colorado.

La formación Barranca Final (cerca de Bahía Blanca). Costa afuera, los sedimentos son predominantemente clásticos finos con algunos bancos delgados de calizas. La Formación Belén del Plioceno consiste de coquinas marinas, arenas no consolidadas y lutitas (o pelitas, rocas producto del fango).

El espesor varía de 500m en la porción oriental de la cuenca a 380m en el depocentro occidental. Sedimentos con un espesor máximo de 7000m.

La columna es integrada por sedimentitas de tonos oscuros de origen marino marginal. La componen fundamentalmente areniscas cuarzosas y areniscas glauconíticas con intercalaciones calcáreas, que evolucionan de un ambiente marginal a netamente costero.

Por lo antes expuesto se puede converger a un material del tipo arena suelta no consolidada, con porosidad y permeabilidad alta, cuya composición es predominantemente cuarzoza bien seleccionada, con un tamaño de grano medianamente uniforme, tal como el que presentan las arenas de la Formación Puelche.

### 3.7.2. Emplazamiento en el sitio U2:

Ubicado en el Plateau de Malvinas a 890km de la línea de costa (forma parte del talud continental), a una profundidad de 200m (hasta 2500m) y con el lecho constituido por arcillas y limos. Forma parte de la cuenca de Malvinas Oriental.

El espesor sedimentario que supera los 7000m. En la Figura (3.7.2) (cuadro estratigráfico de la cuenca Malvinas Oriental y Ou-

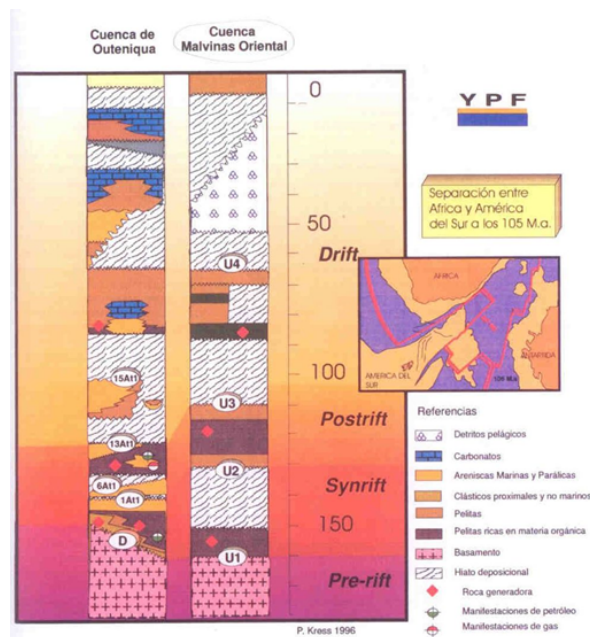


Figura 3.7.2: Exploración 327 [47].

teniqua) se puede observar que los primeros 10m se encuentra Pelitas, por debajo y hasta los 40m se encuentra un hiato depositacional y hasta los 65m encontramos detritos pelágicos.

El Plateau de Malvians está formado por una gruesa pila sedimentaria de aproximadamente 5000m de espesor asentada sobre un basamento de características continentales. Se han encontrado sedimentos marinos en el Plateau de Malvinas, Figura (3.7.2). Continuaron acumulándose arcillas marinas oscuras, conteniendo varios puntos porcentuales de materia orgánica en la cuenca del Cabo, como se han encontrado en el pozo 361.

Por lo antes expuesto se puede converger a un material de tipo arcilla marina de mediana y alta plasticidad con presencia de limos de baja plasticidad, con una porosidad media y una baja permeabilidad.

## Capítulo 4

# Análisis de Cargas

En este capítulo se presenta el análisis de las cargas actuantes sobre las estructuras a ser emplazadas en los sitios U1 y U2.

Para la determinación de las solicitaciones a las que estarían expuestas las plataformas se consideran una serie de hipótesis que permiten acotar las variables de estudio. Para el análisis de carga se han seguido los lineamientos de la guía de diseño API [4].

Para las ubicaciones propuestas de Cuenca del Colorado, y Cuenca de Malvinas Oriental se han determinado las cargas correspondientes, haciendo especial foco en el cálculo de las cargas ambientales. Asimismo, se han utilizado los registros documentados del Servicio de Meteorología Nacional Argentina y del Servicio de Hidrografía Naval [52, 53, 54, 68, 69].

No se consideran las cargas de instalación de la estructura, ni un análisis sísmológico, ya que los sitios propuestos para las plataformas no se encuentran ubicadas sobre fallas tectónicas ni áreas de actividad sísmica registrada.

### 4.1. Estructura de la plataforma

Para las dos situaciones analizadas se adopta una estructura del tipo plataforma fija debido a que la profundidad del lecho es menor a 400m. Los elementos que componen la estructura son:

- Superestructura: donde se realizan las ta-

reas de operación de la plataforma. Es la parte responsable de la mayoría de las cargas de peso propio y sobrecargas. A su vez, recibe la acción directa del viento.

- Infraestructura: está compuesta por una torre reticulada de acero, la cuál soporta directamente las acciones del oleaje, mareas y corrientes. Hace las veces de protección de las tuberías de perforación y extracción del hidrocarburo.
- Fundaciones: transmiten todas las cargas mencionadas hacia el basamento.

En la Figura 4.1.1 se muestra un esquema del tipo de plataforma descripta.

#### 4.1.1. Superestructura

La superestructura está constituida principalmente en acero. Sobre la cubierta se alojan torres, grúas, helipuerto, tanques de almacenamiento, edificios de operación, equipos de operación, entre otros. Con el objetivo de evitar las acciones directas del océano, la superestructura se ubica 2m por encima del nivel máximo de oleaje, calculado para la combinación de corriente, marea y altura de ola máxima para una tormenta de 100 años.

Las dimensiones en planta de la superestructura son de 40m x 40m con una altura de 20m. En la Figura (4.1.2) se muestra un esquema de los niveles típicos de una superestructura de plataforma.

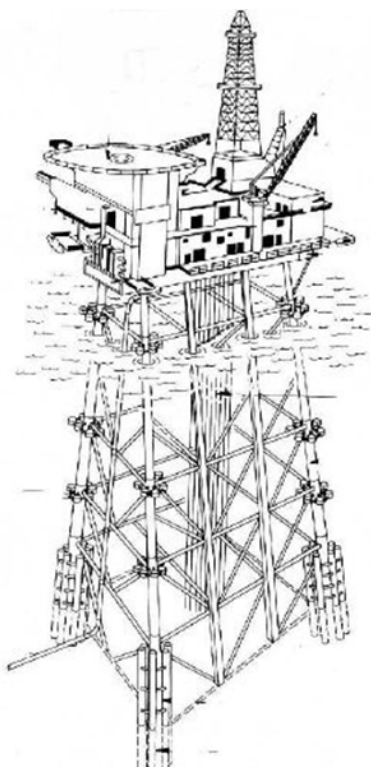


Figura 4.1.1: Estructura convencional de una plataforma fija.

#### 4.1.2. Infraestructura

La infraestructura está formada por una torre reticulada con perfiles de acero tubulares. La altura de la torre es variable en función de la profundidad del lecho en cada sitio. A su vez, para cada sitio se adopta un sistema de fundación distinto. En la Tabla (4.1) se resumen las características generales de cada plataforma.

### 4.2. Normativa utilizada

Para el análisis de las acciones a las que estarán sometidas las plataformas se tomaron en consideración las recomendaciones de las tres normas de diseño con mayor aplicación y discusión mundial; las normas API, ISO y DNV[13][36][14]. Dentro de las tres, se siguió principalmente lo recomendado por la guía de diseño API-2A-WSD [4], la cuál adopta el criterio de diseño de Working Stress Design, de-

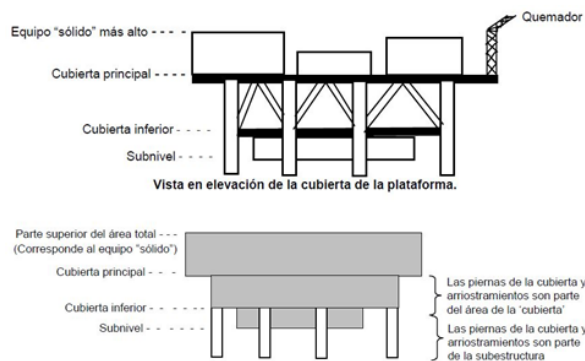


Figura 4.1.2: Superestructura.

jando de lado el LRFD <sup>1</sup>de versiones anteriores por considerar que los factores que afectan a las cargas se encuentran lo suficientemente testeados para edificios, pero no para estructuras offshore. Sin embargo, las otras dos normas fueron material de consulta permanente.

El periodo de diseño considerado para las estructuras es determinado usualmente teniendo en consideración las condiciones de operación del yacimiento, el riesgo de accidentes que involucren un impacto ambiental o la pérdida de vidas humanas. Las acciones ambientales se calcularon para una tormenta de diseño con un período de recurrencia de 100 años.

### 4.3. Cargas

#### 4.3.1. Gravitatorias

Estas cargas incluyen:

- Peso propio de la superestructura (contempla el peso de equipos permanentes que no cambian su ubicación en el tiempo).
- Peso propio de la infraestructura.
- Peso propio de las fundaciones.

En la Tabla 4.2 se resumen los valores adoptados de las cargas de peso propio de la estruc-

<sup>1</sup>Load and Resistance Factor Design.



	Ubicación	Tipo de Suelo	Profundidad [m]	Sistema de Fundación
U1	Cuenca del Colorado	Arena suelta no consolidada	300	Suction Caisson
U2	Cuenca de Malvinas Oriental	Arcilla mediana a alta plasticidad / Limos de baja plasticidad	200	Pilotes

Tabla 4.1: Características de las plataformas y sus fundaciones.

tura y de la infraestructura para cada uno de los sitios analizados.

Para el cálculo de los elementos estructurales sumergidos que forma la infraestructura deben considerarse las presiones hidrostáticas del agua.

Ubicación	Cargas gravitatorias	
	Superestructura [kN]	Infraestructura [kN]
U1	16 000	65 000
U2	16 000	48 700

Tabla 4.2: Cargas gravitatorias.

#### 4.3.2. Sobrecargas operativas

Se consideran dentro de esta clasificación a las acciones sobre la estructura que son consecuencia de acciones variables como la ocupación transitoria de los edificios, el nivel de almacenajes de los tanques, y cargas por perforaciones, entre otras.

Son aquellas cargas debidas al uso y que pueden cambiar de posición y magnitud durante la operación. Todos los equipos de perforación, los edificios para los operarios, los líquidos almacenados, las fuerzas producidas por perforaciones, aterrizaje de helicópteros o anclaje de barcos; y las de las grúas de la plataforma.

La estimación precisa y exacta de peso propio y sobrecargas es una tarea compleja, que depende fundamentalmente de la extensión y

capacidad del yacimiento, la distancia a la costa, los modos de transferencia de los hidrocarburos hacia el continente, la cantidad de operarios, y el layout en planta, entre otros. El análisis de los factores anteriormente nombrados, escapan al objeto de este estudio.

En este trabajo se adoptaron los siguientes valores de referencia [24]:

- Para sectores de personal y pasillos: 3.2 kPa.
- Para áreas de trabajo: 8.5 kPa.

La sumatoria de estas acciones sobre la superficie de la estructura se estima en 18 700kN.

#### 4.3.3. Ambientales

Son las mas importantes y las que condicionan el diseño. Las cargas ambientales son aquellas debidas a:

- Oleaje.
- Corriente oceánica.
- Viento.

La magnitud de las cargas ambientales depende de la ubicación de cada una de las estructuras. En función de su periodicidad pueden clasificarse como extremas o normales.

##### 4.3.3.1. Modelo estadístico

Para la estimación de las acciones del oleaje y el viento se utilizaron los registros históricos obtenidos de las estaciones de medición de

Bahía Blanca y Base Orcadas, para los sitios U1 y U2 respectivamente.

Para calcular la altura de ola y la velocidad de viento de diseño se utilizó el modelo probabilístico de Weibull [64] cuya función de probabilidad está dada por la ecuación (4.3.1),

$$p(\alpha) = \frac{k}{c} \left(\frac{\alpha}{c}\right)^{k-1} e^{-\left(\frac{\alpha}{c}\right)^k} \quad (4.3.1)$$

donde  $\alpha$  es la altura de ola de diseño  $H_s$  o la velocidad de viento de diseño  $V_s$  según el caso,  $c$  es el factor de escala relacionado a altura media de ola o velocidad media de viento,  $k$  es el factor de forma relacionado a la desviación estándar de los datos.

El factor  $k$  se calibra para extrapolar la altura de ola o velocidad de viento de diseño para una recurrencia de 100 años.

#### 4.3.3.2. Oleaje y corriente

El oleaje se interpreta como una onda de altura  $H$ , período  $T$  y longitud de onda  $L$  como se explican en la Figura (4.3.1).

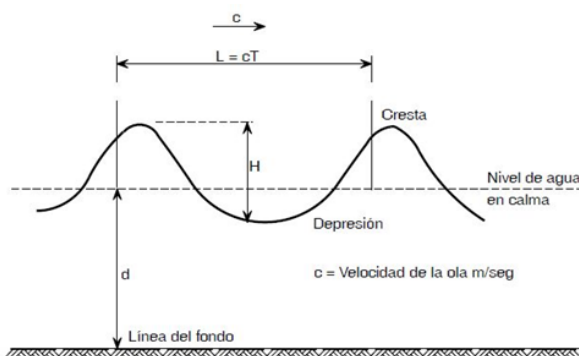


Figura 4.3.1: Parámetros principales que permite definir la ecuación de onda [24].

No se cuenta con registros estadísticos en acabada calidad y tiempo para realizar un análisis que permita identificar probabilidad de ocurrencia de la dirección y sentido de aplicación de las cargas de oleaje y/o corrientes. Por lo tanto se admite como posibilidad cualquier sentido y dirección (horizontal) de aplicación

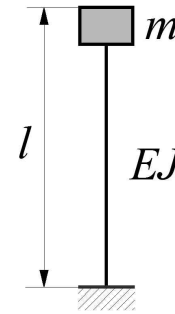


Figura 4.3.2: Esquema estático.

de la carga.

El oleaje es la carga mas importante que afectará a la estructura. Cuando el período propio de la estructura es similar al de la ola de diseño debe realizarse un análisis dinámico de la carga de oleaje. Caso contrario se realiza un estudio pseudoestático.

Para estimar el período propio de la estructura se adopta un esquema dinámico simplificado como se muestra en la Figura 4.3.2. Para ese esquema, el período propio se calcula con la ecuación (4.3.2).

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m \cdot l^3}{3 \cdot g \cdot E \cdot J}} \quad (4.3.2)$$

donde  $E$  es el módulo de elasticidad del material,  $J$  es el momento de inercia de la sección transversal media de la infraestructura,  $m$  es la masa promedio de la estructura offshore,  $g$  es la aceleración de la gravedad y  $l$  es la longitud de la plataforma.

Si se adoptan los valores de  $E = 210GPa$ ,  $J = 1461m^4$ ,  $m = 50000kg$ , y  $l = 300m$  el período propio calculado es  $T = 1,6 seg$ . El período propio típico de estas estructuras es  $T_e = 2 seg$  [4]. El período propio típico de las olas es  $T_o = 8 a 20 seg$  para profundidades menores a 300m [4, 48]. Por lo tanto se considera suficiente con realizar un análisis pseudoestático de la carga de oleaje.

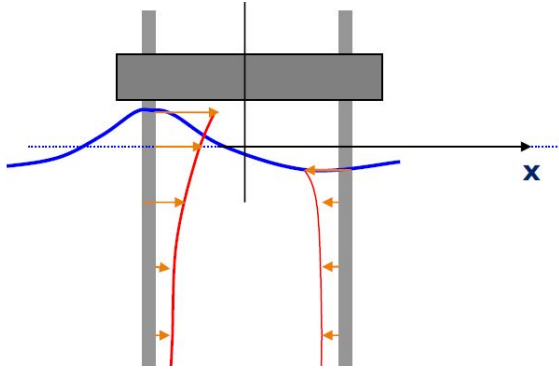


Figura 4.3.3: Esquema de acciones sobre la infraestructura de la plataforma para la altura de ola máxima [1].

**Análisis pseudoestático** El vector de fuerza hidrodinámica por unidad de longitud que actúa sobre la estructura se calcula con la Ecuación de Morison (4.3.3) [4].

$$F = C_d \frac{w}{2.g} A.U + C_m \frac{w}{g} U \frac{\partial U}{\partial t} \quad (4.3.3)$$

donde  $U$  es la velocidad de la partícula debido al oleaje y a la corriente combinadas,  $C_d = 0,65$  y  $C_m = 1,6$  son los coeficientes de arrastre e inercia para elementos cilíndricos lisos. Esa ecuación es válida para estructuras hidrodinámicamente transparentes y en las que se verifica que  $\frac{D}{L} < 2$  donde  $D$  es el diámetro de la pila y  $L$  la longitud de ola.

Se puede observar en el esquema de la Figura (4.3.3) la máxima acción positiva (presión) de la ola sobre la infraestructura delantera en coincidencia con su cresta, y la máxima acción negativa (succión) de la ola en coincidencia con el valle de la ola. Su acción en simultáneo dependerá de la función de elevación superficial de la ola, definida por la ecuación (4.3.8).

**Oleaje** Para calcular la velocidad horizontal de la partícula  $v$  y su aceleración asociada  $u$  debe determinarse la teoría de olas a utilizar. El rango de aplicabilidad de las distintas teorías es función de *i*) la altura de ola signi-

ficativa  $H$ , *ii*) la profundidad del lecho  $d$  y *iii*) el período aparente de la ola  $T_{app}$ . La altura de ola de diseño se corresponde con la altura de ola significativa  $H_s$  la cuál es el promedio del tercio a altura de olas más altas para el período dado. A su vez, la altura de ola máxima puede ser calculada como  $H_m = 1,9 \cdot H_s$  [4].

De acuerdo a lo recomendado por las normas [14], para ondas de corta duración en mares irregulares es válida la aplicación de los espectros de olas de Pierson-Moskowitz y JONSWAP. Un espectro de energía de ola es la función densidad de la superficie de desplazamiento vertical del mar. El espectro de Pierson-Moskowitz comprende situaciones de generación completamente desarrolladas, mientras que el espectro JONSWAP comprende estado de generación al incluir el fetch. Ambos espectros describen condiciones de oleaje generados por viento, los cuales ocurren para los estados ambientales más severos.

El período aparente de la ola  $T_{app}$  es función de la componente de la velocidad de corriente  $V_I$  en la dirección de la ola y de su período  $T$ . En la Tabla (4.3) se indican los valores medios de  $V_I$  y  $T$  para cada sitio, calculados a partir de la información estadística disponible.

Con esta información y utilizando el gráfico de la Figura (4.3.4) extraído de la norma API, se determina el período aparente para cada caso.

Luego, la teoría de olas a utilizar se determina ingresando al ábaco de la Figura (4.3.5), válido para profundidades de lecho mayores a 50m. De acuerdo al gráfico, las dos ubicaciones que se estudian como ejemplo (U1 y U2) se encuentran dentro de la aplicabilidad de la Teoría de Stokes 5.

En la Figura 4.3.6 se indican las ecuaciones que definen la teoría de olas a utilizar en los cálculos.

Se observa en la Figura (4.3.7) los resulta-

Descripción		U1	U2
Periodo de la Ola	T	8,05s	10,42s
Velocidad de corriente en la dirección de la Ola	V	0,255m/s	1,173m/s
Altura del tirante de Agua de Tormenta	d	300m	200m
Altura de Ola Significativa	H	9,06m	8,81m

Tabla 4.3: Parámetros de entrada para el cálculo de las acciones.

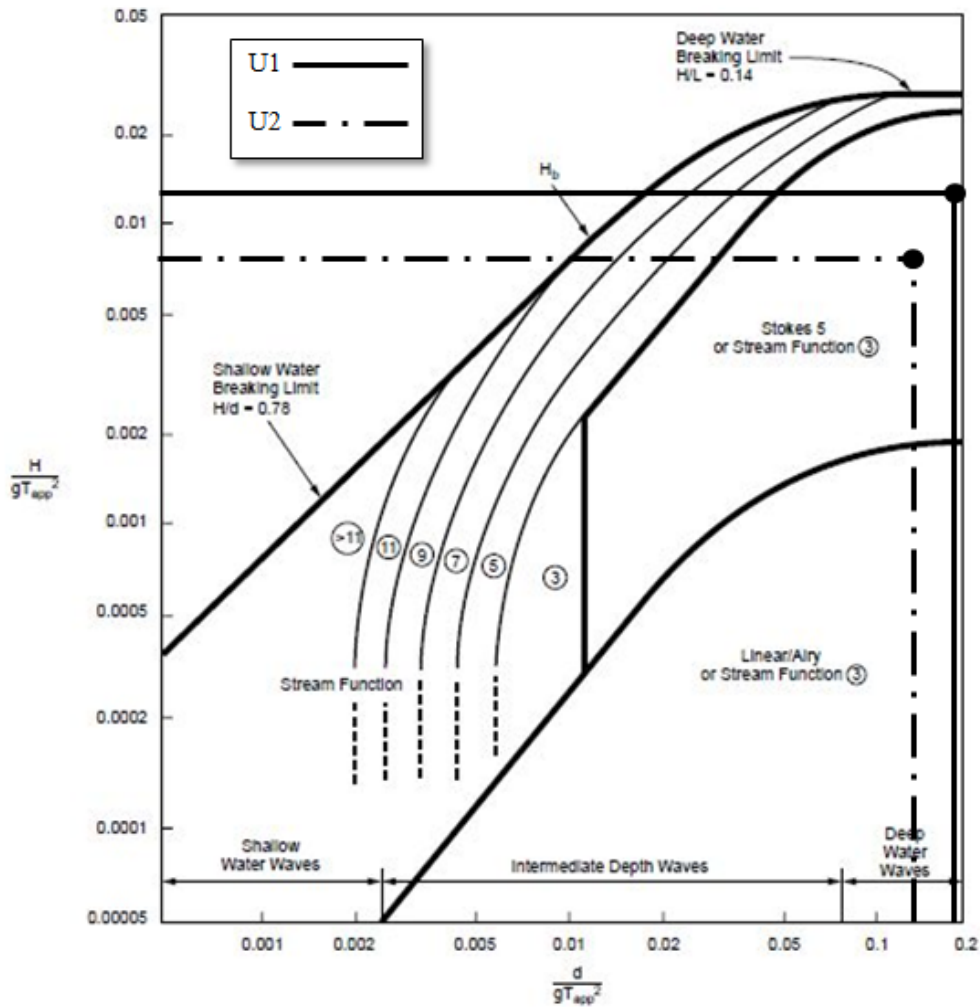


Figura 4.3.5: Regiones de aplicabilidad de las funciones de corriente.[4]

TEORÍA DE STOKES 5

Celeridad de onda:

$$c = \frac{g \cdot T_{app}}{2 \cdot \pi} \tag{4.3.4}$$

Longitud de onda:

$$\lambda = c \cdot T_{app} \tag{4.3.5}$$

Número de ola:

$$k = \frac{2\pi}{\lambda} \tag{4.3.6}$$

Termino de fase:

$$\theta(x, t) = k(x - c \cdot t) \tag{4.3.7}$$

Elevación superficial de ola

$$\eta(x, t) = \left( \frac{\pi H^2}{g \cdot \lambda} \right) \frac{\cosh(\lambda d)}{\sinh^3(kd)} [2 + \cosh(2kd)] \cos [2\theta(x, t)] \tag{4.3.8}$$

Velocidad horizontal de la partícula:

$$v_x(x, t) = \frac{3}{4} \frac{\pi H}{T_{app}} \left( \frac{\pi H}{\lambda} \right) \frac{\cosh [2k(z + d)]}{\sinh^4(kd)} \cos [2\theta(x, t)] \tag{4.3.9}$$

Aceleración horizontal de la partícula:

$$u_x(x, t) = 3 \frac{\pi^2 H}{T^2} \left( \frac{\pi H}{\lambda} \right) \frac{\cosh [2 \cdot k(z + d)]}{\sinh^4(kd)} \cos [2\theta(x, t)] \tag{4.3.10}$$

donde  $g$  es la aceleración de la gravedad,  $x$  es la distancia de propagación,  $t$  es el tiempo,  $z$  es la elevación medida desde la superficie media, y  $d$  es la profundidad del agua.

Figura 4.3.6: Ecuaciones principales que definen la Teoria de Stokes 5. [14]

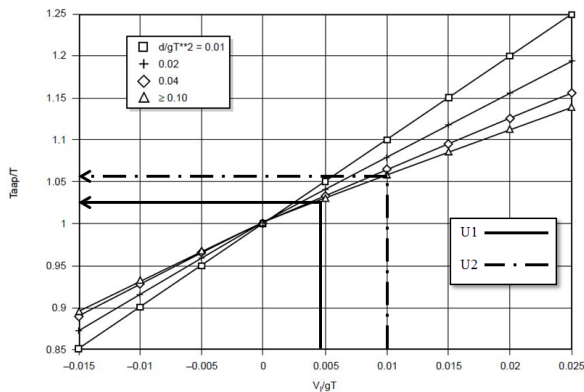
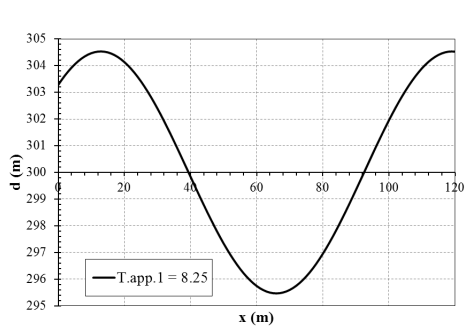


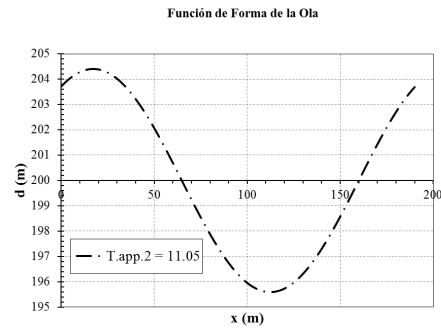
Figura 4.3.4: Efecto doppler debido a la corriente. [4]

dos calculados con los parámetros para cada ubicación.

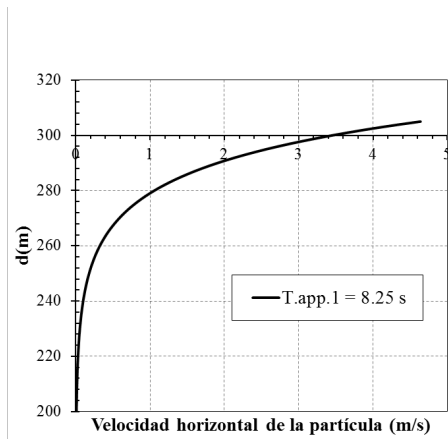
**Corriente** La velocidad de corriente total es un vector compuesto por la suma de la marea, las corrientes de circulación y las corrientes generadas por tormentas. Las corrientes de marea son generalmente bajas en grandes profundidades y son mas fuertes cerca de la costa (raramente exceden los 0,3 m/s). Como valores excepcionales se puede hablar de 3 m/s. Los valores de las corrientes de circulación pueden rondar en los 2 m/s en su superficie. Las corrientes de tormenta se pueden estimar entre 1,5 a 3 % de la velocidad del viento sostenido para 1 hora, durante una tormenta tropical o



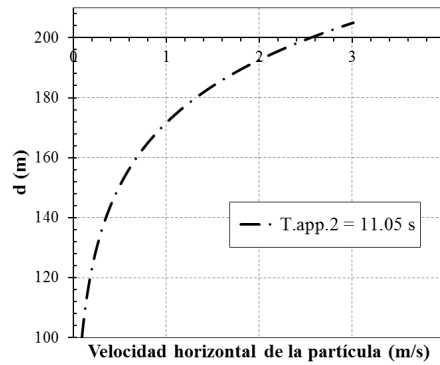
(a) Elevación superficial de la ola para un  $t = cte$  en el sitio U1.



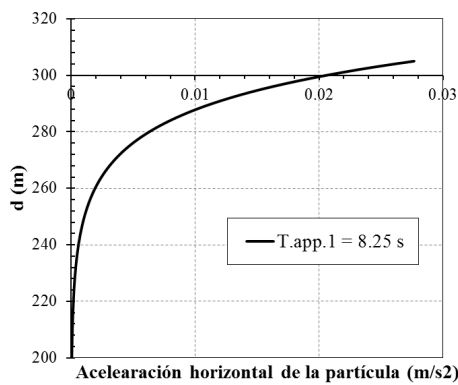
(b) Elevación superficial de la ola para un  $t = cte$  en el sitio U2.



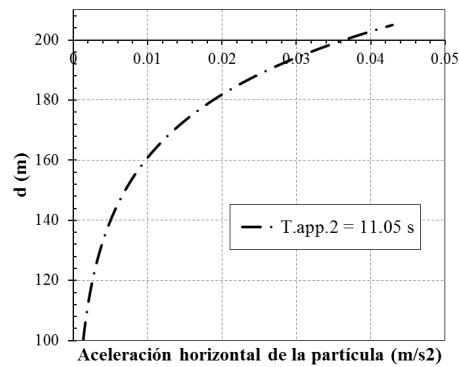
(c) Perfil de velocidad horizontal la partícula de ola para su máxima elevación  $x = 18m$  en el sitio U1.



(d) Perfil de velocidad horizontal la partícula de ola para su máxima elevación  $x = 13m$  en el sitio U2.



(e) Perfil de aceleración horizontal la partícula de ola para su máxima elevación  $x = 18m$  en el sitio U1.



(f) Perfil de aceleración horizontal la partícula de ola para su máxima elevación  $x = 13m$  en el sitio U2.

Figura 4.3.7: Funciones graficadas de la Teoría de Stokes 5 apra cada sitio.

huracán. La Plataforma Continental Argentina se encuentra afectada por la Corriente de Malvinas. La determinación del perfil de corriente es calculada siguiendo las recomendaciones de DNV[14].

Para cuantificar la acción que ejercen las corrientes sobre la infraestructura se utiliza un perfil variable en función de la profundidad de acuerdo a la ecuación (4.3.11) se ve influenciado por la acción del viento cuya influencia alcanza solamente los primeros 50m de profundidad, tal como lo define la ecuación (4.3.12). Se grafican en la Figuras (4.3.8a) y (4.3.8b) los perfiles combinados de velocidad de corriente.

$$v_{m.x}(z) = V \left( \frac{d+z}{d} \right)^{\frac{1}{7}} \quad (4.3.11)$$

$$v_{v.x}(z) = \begin{cases} k.U_0 \left( \frac{d_0+z}{d_0} \right) & \rightarrow -50m \leq z < 0m \\ 0 & \rightarrow d < z \leq -50m \end{cases} \quad (4.3.12)$$

#### 4.3.3.3. Viento

Las cargas del viento son consideradas pseudoestáticas, por contar con diferente periodo al de la estructura de acuerdo a la ecuación (4.3.2). La posibilidad de que la estructura entre en resonancia bajo esta acción es despreciable. No obstante, cuando la relación de la altura con respecto a la dimensión menos horizontal del objeto expuesto al viento (o estructura) es superior a 5, es posible que este objeto sea sensible al viento. La recomendación API exige que se tengan en cuenta los efectos dinámicos del viento en este caso y se investiguen las cargas de viento cíclicas inducidas por la circulación debidas a la acción turbulenta. No es el caso de ninguna de las dos superestructuras analizadas en este trabajo.

**Análisis pseudoestático** La fuerza de arrastre del viento se calcula con la ecuación (4.3.13).

$$F = \frac{\rho}{2} u^2 C_s A \quad (4.3.13)$$

donde  $\rho$  es la densidad del aire,  $u$  la velocidad del viento,  $C_s$  un coeficiente de forma y  $A$  el área del objeto.

**Espectro de Viento** Se considera que la superestructura no presenta elementos que puedan tener un impacto dinámico por la acción del viento. Por lo tanto, no se analiza el espectro de viento ni las fluctuaciones en la densidad de energía debido a la variación en la velocidad del viento.

**Coherencia Espacial** De acuerdo al elemento de la plataforma que se dimensione, la norma caracteriza diferentes tiempos de acción del viento:

1. Rafaga de 3 segundos, apropiada para determinar la carga estática máxima de viento sobre un miembro individual.
2. Rafaga de 5 segundos, apropiada para carga máxima total sobre estructuras cuya dimensión horizontal máxima es menos de 50m.
3. Rafaga de 15 segundos, apropiada para carga estática total de viento sobre grandes estructuras.
4. Viento sostenido de 1 minuto, es apropiado para carga de viento estática total para superestructuras asociadas con máxima fuerza de ola si la estructura responde dinámicamente a la excitación del viento, pero no requiere un análisis de viento dinámico completo.
5. Viento sostenido de 1 hora, apropiado para fuerzas de viento estáticas totales sobre superestructura asociada a la máxima fuerza de olas.

Para la determinación de las acciones que afectan a la superestructura en su conjunto es su-

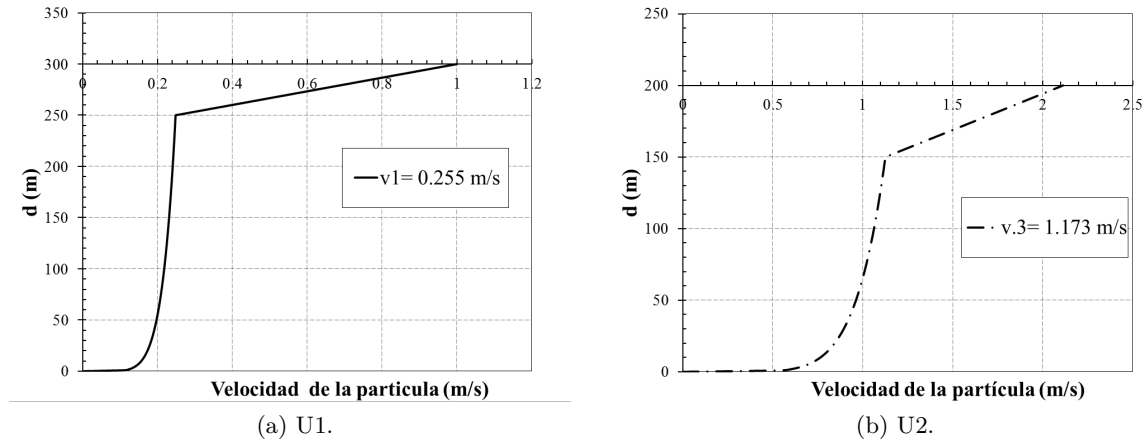


Figure 4.3.8: Perfiles de velocidad de corriente.

ficientemente preciso la aplicación del criterio número 5.

**Perfil de Viento** Para condiciones de vientos fuertes, la velocidad del viento de diseño está dado por la ecuación (4.3.14)

$$u(z, t) = U(z) \left(1 - 0,41 \cdot I_u(z) \ln\left(\frac{t}{t_0}\right)\right) \quad (4.3.14)$$

donde  $z$  es la altura por encima del nivel del mar, y  $t$  período de tiempo de exposición ( $t < t_0 = 3600 \text{ seg}$ ). A su vez, la velocidad del viento de 1 hora de duración  $U(z)$ , Intensidad de turbulencia  $I_u(z)$ , y factor de viento  $C$ , está dado por las ecuaciones (4.3.15), (4.3.16) y (4.3.17), respectivamente.

$$U(z) = U_0 \left(1 + C \ln\left(\frac{z}{32,8}\right)\right) \quad (4.3.15)$$

$$I_u(z) = 0,06 \left(1 + 0,0131 \cdot U_0\right) \left(\frac{z}{32,8}\right)^{-0,22} \quad (4.3.16)$$

$$C = 5,73 \cdot 10^{-2} \sqrt{1 + 0,0457 \cdot U_0} \quad (4.3.17)$$

Se observa en la Figura (4.3.9) los gráficos de

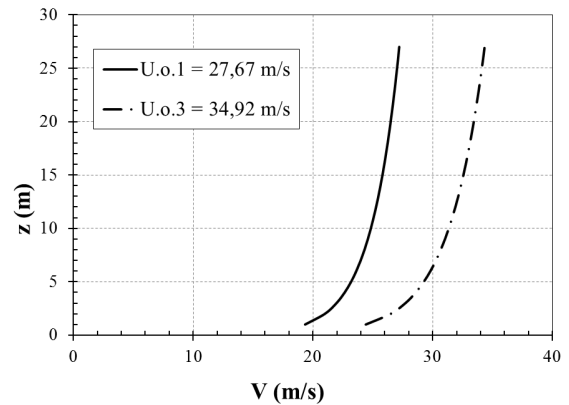


Figura 4.3.9: Perfil de velocidad de viento en función de la altura.

la ecuación (4.3.14) de velocidad del viento de diseño en función de la altura, y en la Figura (4.3.10) los gráficos de la ecuación (4.3.13) de fuerza del viento en función de la altura para cada ubicación.



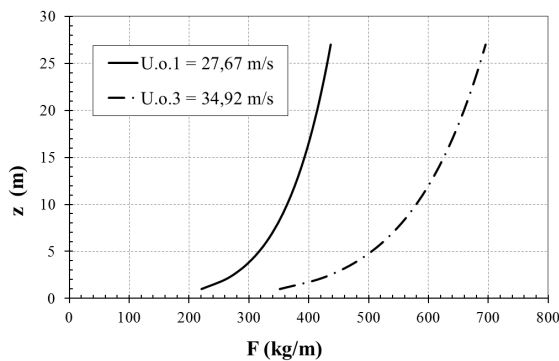


Figura 4.3.10: Fuerza de arrastre del viento.

#### 4.3.3.4. Marea

Las mareas afectan indirectamente a las cargas del oleaje y de las corrientes mediante la desviación del nivel de la superficie del mar. Las mareas se clasifican en: (a) mareas astronómicas, que se producen fundamentalmente como resultado de la atracción gravitatoria de la luna y del sol y (b) marejadas causadas por temporales, que son el resultado de la acción combinada del viento y de los diferenciales de la presión barométrica durante una tormenta. El efecto combinado de ambos tipos de marea se denomina la marea de temporal. Para establecer el nivel superior de cubierta de una plataforma, el oleaje de temporal extremo se superpone sobre el nivel de las aguas en calma [24], tal como se puede observar en la Figura (4.3.11).

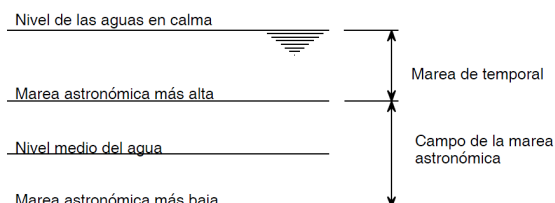


Figura 4.3.11: Determinación de los niveles de marea.

Si bien la acción de la marea no es en si misma una fuerza de magnitud considerable por

encontrarse ambas ubicaciones a una distancia lejana a la costa y una profundidad mayor a , deben tenerse en consideración los niveles máximos históricos alcanzados, para que cuando la tormenta de diseño alcance la elevación superficial de la ola de diseño máxima según la ecuación (4.3.8) la superficie de la cubierta de operación se encuentre por encima de esa cota.

Adicionalmente y como resguardo de seguridad en el diseño se agrega una revancha de 2m, de acuerdo a lo especificado en la Figura (4.1.2).

#### 4.3.4. Otras Cargas

Cargas tales como hielo, nieve, terremotos, temperatura, manipuleo durante la instalación, impactos accidentales, y el aumento de la superficie de exposición de los elementos como consecuencia del crecimiento de algas marinas; no son tenidas en cuenta en el presente análisis por no considerarse relevantes para los casos mencionados.

### 4.4. Combinaciones

Las acciones anteriormente calculadas son combinadas de acuerdo a la recomendación de la norma [4], las cuales se describen a continuación:

Estados de Carga:

- GRAVITATORIAS (DL)
- SOBRECARGA MINIMA (LLm)
- SOBRECARGA MAXIMA (LLM)
- CARGA AMBIENTAL NORMAL (ELn)
- CARGA AMBIENTAL EXTREMA (ELE)

Es importante diferenciar la carga ambiental normal, aquella correspondiente a un estado de operación representando condiciones severas moderadas, generalmente una tormenta con una recurrencia de entre 1 a 5 años; de

la carga ambiental máxima, la cual corresponde con ocurrencias extraordinarias durante la vida útil de la plataforma.

No se consideran como cargas ambientales los sismos, los cuales deben ser estudiados aparte.

Combinaciones:

1. DL + LLM + ELn
2. DL + LLm + ELn
3. DL + LLM + ELE
4. DL + LLm + ELE

Para este estudio se considera la combinación de acciones más desfavorables DL + LLM + ELE.

Todas los estados de carga son introducidos en un modelo plano de barras simplificado tipo pórtico, Figura (4.4.1), con el objeto de obtener las reacciones en las fundaciones delanteras (F1) y en la fundaciones traseras (F2). Considerando que F1 es aquella que recibe la máxima acción posible de ser desarrollada, mientras que F2 la acción simultánea con la altura correspondiente de la ola, de acuerdo a la ecuación (4.3.8). Dentro de este modelo simplificado tanto las acciones horizontales de oleaje y viento, como las verticales de peso propio y sobrecargas; han sido consideradas como cargas puntuales en correspondencia con un nudo de la estructura.

En las Tablas (4.4) y (4.5) se resume las acciones y las reacciones de las plataformas en los dos apoyos F1 y F2, donde los valores positivos de cargas normal indican compresión y los negativos tracción en las fundaciones.

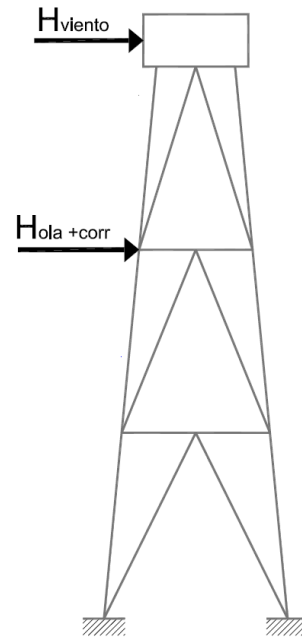


Figura 4.4.1: Esquema simplificado de barras utilizado para el cálculo de las reacciones.

Solicitaciones				
	Gravitatorias + Sobrecargas [kN]	Viento [kN]	Ola Max F1 [kN]	Ola Max F2 [kN]
U1	60.271	1.316	2.306	289
U2	45.967	2.229	4.619	3.388

Tabla 4.4: Solicitaciones para apoyos delanteros y traseros según sitio de ubicación.

Reacciones						
	F1			F2		
	V1 [kN]	H1 [kN]	M1 [kN.m]	V2 [kN]	H2 [kN]	M2 [kN.m]
U1	13.160	840	490	47.100	3.080	360
U2	-1.560	4.330	2.250	47.530	5.920	2.040

Tabla 4.5: Reacciones para apoyos delanteros y traseros según sitio de ubicación.

## Capítulo 5

# Diseño de un Suction Caisson en el sitio U1

En el presente capítulo se realiza el análisis de la fundación mediante suction caisson de una plataforma offshore ubicada en el sitio U1, de acuerdo al esquema de la Figura (5.0.1).

El análisis desarrollado incluye las etapas de instalación y el cálculo de los esfuerzos a los que estará expuesto el caisson como consecuencia de las cargas de diseño.

### 5.1. Predimensionado

Para el predimensionado se utilizaron las reacciones calculadas en el Capítulo 4,  $V$ ,  $H$  y  $M$ . Asimismo en el Capítulo 3 se determinó la clasificación del tipo de suelo del sitio U1. Con el objeto de determinar las dimensiones geométricas del caisson: largo  $h$ , diámetro  $D$ , y espesor  $t$ ; es necesario calcular los aportes de resistencia friccional y de punta del suelo. Se verifican dos estados de carga, uno de compresión y uno de tracción.

Cuando la fundación transmite al suelo una carga de compresión, el aporte de resistencia  $Q_{uc}$  (5.1.1) es la suma de la fricción lateral  $f$  en la cara exterior del caisson  $A_{se}$ , de acuerdo a la ecuación (5.1.8), y una resistencia superficial  $q$  de la base (incluyendo la porción de suelo contenida en su interior  $A_p$ ) de acuerdo a la ecuación (5.1.2).

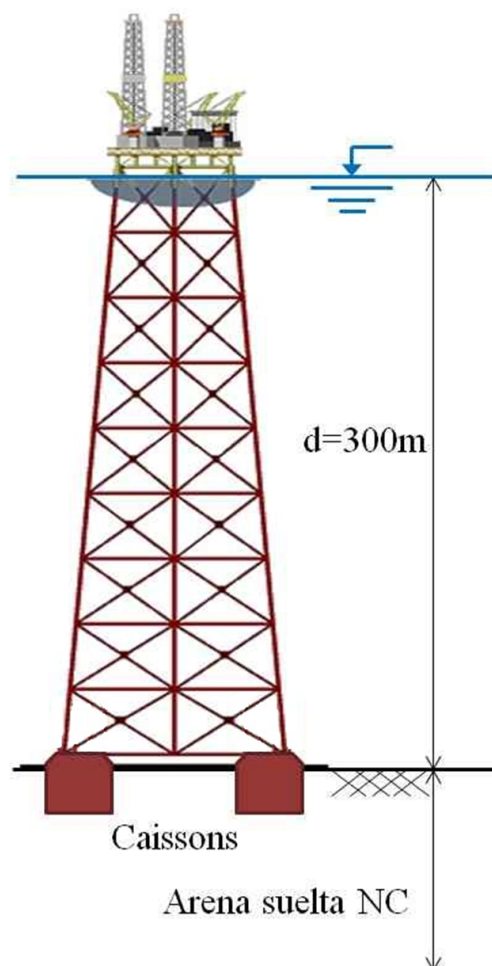


Figura 5.0.1: Esquema de Plataforma (Superestructura + Infraestructura + Fundaciones).

$$Q_{uc}(z, D) = Q_{fe}(z, D) + Q_p(D) \quad (5.1.1)$$

$$Q_{uc}(z, D) = f \cdot A_{se} + q \cdot A_p \quad (5.1.2)$$

En cambio, cuando la fundación se ve sometida a una carga de tracción, el aporte de resistencia  $Q_{ut}$  (5.1.3) se encuentra dado por la sumatoria de la fricción lateral en las caras exterior  $A_{se}$  e interior  $A_{si}$  unicamente, de acuerdo a la ecuación (5.1.4).

$$Q_{ut} = Q_{fi} + Q_{fe} \quad (5.1.3)$$

$$Q_{ut}(z, D, t) = f A_{si} + f A_{se} \quad (5.1.4)$$

Por lo tanto, se deben verificar ambos estados y los coeficientes de seguridad resultantes. El factor de seguridad  $FS$  recomendado para la falla por capacidad de carga es 2, de acuerdo a API[4]. Se debe verificar un diseño adecuado cumpliendo siempre con la relación expresada en (5.1.5), donde  $V$  es la sollicitación normal a la base.

$$FS = \frac{Q_u}{V} \geq 2 \quad (5.1.5)$$

A su vez, la resistencia última del suelo dependerá de la velocidad de aplicación de la carga  $V$ . Siendo drenado para aquellas cargas de aplicación lenta y constante en el tiempo que permiten la disipación de tensiones en el suelo como lo son el peso propio y sobrecargas; y no drenado aquellas de aplicación rápida y corta duración como lo son las ambientales.

La geometría de los suction caisson adoptada comprende: diámetro  $D$  de  $12m$ , longitud  $h$  de  $9m$ , y un espesor de la pared de la placa de acero  $t$  de  $180mm$ ; siguiendo la relación recomendada de espesor mínimo de la pared lateral del caisson para evitar el pandeo local en fun-

ción de su diámetro de acuerdo a la ecuación (5.1.6) [4].

$$t = 6,35 + \frac{D}{100} \quad (5.1.6)$$

### 5.1.1. Capacidad de carga del suelo sujeto a la carga de tracción

La resistencia por fricción del suelo puede ser calculada mediante la ecuación (5.1.7).

$$Q_f(z, D) = \int f(z) \cdot \pi \cdot D \cdot dz \quad (5.1.7)$$

donde la resistencia friccional por unidad de longitud se calcula de acuerdo a la ecuación (5.1.8).

$$f = \sigma'_{v0}(z) \cdot K_a \cdot \tan \delta \quad (5.1.8)$$

siendo  $\sigma'_{v0}(z)$  la tensión efectiva,  $K_a = 1,5$  el factor de presión lateral de acuerdo a lo recomendado por DNV [13], [19] para un caisson metálico hincado, y  $\delta$  el ángulo de interacción entre el caisson y el suelo ( $\delta = 10^\circ$  para acero-arena).

### 5.1.2. Capacidad de carga del suelo sujeto a compresión

El problema de capacidad de carga de una base sobre arena ha sido estudiado por [7, 60, 6, 17] intentando predecir valores de cargas últimos y desplazamientos a través de la implementación de diferentes factores de carga ( $N_q$ ,  $N_c$ , y  $N_\gamma$ ) en función del ángulo de fricción interna  $\phi$ , la sobrecarga  $q$ , y el peso propio del suelo  $\gamma$ . Todos con resultados diferentes. El desarrollo de estas teorías de capacidad de carga se ha basado en la consideración que el suelo es un material rígido, perfectamente plástico que obedece la curva de plastificación de Mohr-Coulomb.

Teniendo en cuenta estos antecedentes se calcula una capacidad de carga última del sue-

lo siguiendo lo especificado por Byrne en [10], quien a su vez recomienda emplear los factores de capacidad de carga publicados por Bolton y Lau en [6], los cuales fueron calculados para una fundación axisimétrica circular con un material de superficie lisa.

### Capacidad de carga no drenada

Para un estado de carga no drenado la resistencia de punta del suction caisson puede ser calculada de acuerdo a la ecuación (5.1.9).

$$Q_p(D) = s_u N_c K_c . A + \gamma' . h . A \quad (5.1.9)$$

donde los parámetros son definidos en los párrafos siguientes.

La resistencia al corte no drenada de la arena  $s_u$  puede ser estimada de acuerdo a [30, 56]. Donde se plantea los valores de presión y relación de vacíos para una dilatancia  $\psi(p, e) = 0$  y se despeja  $p = f(e)$ . Como se trata de una carga no drenada  $e = e_c$ , y luego resolviendo el sistema de ecuaciones planteado en (5.1.10), es posible calcular la resistencia al corte mediante la ecuación (5.1.11).

$$\begin{cases} p_c = \frac{p_r}{e_c^{2,5}} \exp\left(\frac{-R}{\Delta\phi . D_{rc}}\right) p_{ref} \\ e_c = (1 + e_0) \exp\left(-\frac{p_c}{K}\right) - 1 \end{cases} \quad (5.1.10)$$

$$s_u = \frac{3 \sin(\phi_c)}{3 - \sin(\phi_c)} p_c \quad (5.1.11)$$

Donde  $e_c$  es la relación de vacíos crítica,  $R=3^\circ$  de acuerdo a Bolton,  $p_r$  un parámetro de ajuste,  $D_{rc}$  la densidad relativa crítica para  $e_c$ ,  $K$  el módulo de compresibilidad, y  $p_{ref}$  la presión de referencia.

En la Figura (5.1.1) puede observarse la calibración de los parámetros de acuerdo al procedimiento descripto por Srfiso en [56].

Datos entrada			Incógnitas		
$e_{min}$	0,50	-	$p_c 1$	650	kPa
$e_{max}$	1,00	-	$s_u$	362	kPa
$D_r$	0,25	-	<b>Cuentas aux.</b>		
$\Phi_c$	28,0	°	$N_c$	2,77	-
$c_s$	840	-	$K$	140,5	MPa
$p_r$	55	-	$e_c$	0,87	-
$p_{ref}$	100	kPa	$D_{rc}$	0,27	-
$e_0$	0,88	-	$p_c 2$	650	kPa

Figura 5.1.1: Parámetros empleados para el cálculo de  $s_u$ .

$\phi = 0^\circ$	Vesic	Bolton y Lau	Brinch-Hansen
$N_q =$	1	1	1
$N_c =$	5,14	5,14	5,14
$N_\gamma =$	1	1	1

Tabla 5.1: Factores de capacidad de carga para condición no drenada.

Se puede observar en la Tabla (5.1) los factores de capacidad de carga de acuerdo a los diferentes autores. Para el caso particular de carga no drenada  $\phi = 0^\circ$ , los valores son coincidentes.

El factor de corrección  $K_c$  es calculado de acuerdo a la ecuación (5.1.12) y los coeficientes representan la inclinación de la carga  $i$ , la forma de la base  $s$ , la profundidad de la base  $d$ , el ancho de la base  $b$ , y la inclinación del terreno  $g$  de acuerdo a la Tabla (5.2).

$$K_c = i_c . s_c . d_c . b_c . g_c \quad (5.1.12)$$

### Capacidad de carga drenada

Se puede observar en la Tabla (5.3) los diferentes valores de los factores de capacidad de carga, de acuerdo a la teoría de cálculo empleada. Todos ellos en función del ángulo de fricción interna del suelo. La dispersión en los valores pueden hacer variar de manera considerable los resultados del cálculo analítico.

Factor de inclinación de la carga:

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \tan(\phi)} \quad i_q = \left[ 1 - \frac{H}{V + B'L'c \cdot \cot\phi} \right]^m \quad (5.1.13)$$

Factor de forma:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad (5.1.14)$$

Factor de profundidad:

$$d_c = d_q - \frac{1 - d_q}{N_c \tan(\phi)} \quad d_q = 1 + 2 \tan(\phi) [1 - \text{sen}(\phi)]^2 \frac{h}{B'} \quad (5.1.15)$$

Factor de inclinación del terreno:

$$g_c = g_q - \frac{1 - g_q}{N_c \tan(\phi)} \quad g_q = (1 - \tan\beta)^2 \quad (5.1.16)$$

Factor de inclinación de la base:

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \tan(\phi)} \quad b_q = (1 - \nu \cdot \tan\phi)^2 \quad (5.1.17)$$

Donde  $H$  es la proyección de la fuerza en sentido horizontal,  $c$  es la cohesión,  $m$  una función dimensional entre  $B'$  y  $L'$ , y  $\beta$  es el ángulo de inclinación del terreno,

Por tratarse de un problema simplificado los valores de los factores de inclinación de la base, e inclinación del terreno son considerados iguales a 1, a excepción del factor de inclinación de la carga igual a 0,95.

Tabla 5.2: Factores de carga Vesic. [60]

$\phi = 28^\circ$	Vesic	Bolton y Lau	Brinch-Hansen
$N_q =$	$e^{\pi \tan\phi} \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 14,72$	22,35	$e^{\pi \tan\phi} \left( \tan \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \right)^2 = 14,72$
$N_c =$	$(N_q - 1) \cdot \cot(\phi) = 25,80$	$(N_q - 1) \cdot \cot(\phi) = 40,15$	$(N_q - 1) \cdot \cot(\phi) = 25,80$
$N_\gamma =$	$2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan(\phi) = 14,59$	5,05	$1,5(N_q - 1) \cdot \tan(\phi) = 10,94$

Tabla 5.3: Factores de capacidad de carga para condición drenada.

Para una carga drenada es posible determinar la resistencia última del suelo de acuerdo a la ecuación (5.1.18) [10].

$$Q_u = \gamma' \cdot h \cdot N_q \cdot A + \gamma' \cdot \frac{D}{2} \cdot N_\gamma \cdot A + \frac{\gamma' \cdot h^2}{2} \pi \cdot D \cdot K_a \cdot \tan(\delta) \quad (5.1.18)$$

Con los parámetros definidos previamente.

Por lo tanto, las soluciones analíticas para la geometría del suction caisson adoptada permiten estimar la resistencia última del suelo a la compresión no drenada de  $Q_{uc}(9m, 12m) = 208\,019\,kN$ , y para la compresión drenada de  $Q_{uc}(9m, 12m) = 225\,931\,kN$ . Mientras que para la tracción un esfuerzo último del suelo de  $Q_{ut}(9m, 12m, 0,18m) = 6\,330\,kN$ .

## 5.2. Instalación del suction caisson

La instalación del suction caisson influye en el desempeño de la fundación frente a las cargas que solicitan a la estructura durante su vida útil.

El proceso de instalación comienza con el posicionamiento del jacket en las coordenadas del proyecto. El traslado y montaje puede ser llevado a cabo mediante diferentes alternativas: a través de grúa, flotación y posterior hundimiento, etc. Sin embargo, para los fines geotécnicos de este trabajo se analiza su instalación una vez colocado el jacket en la posición final o definitiva. La instalación del suction caisson comprende dos etapas fundamentales de hincas: la inicial, debida al peso propio; y la final o definitiva, asistida por la succión del agua desde el interior del caisson.

Con el objeto de determinar los valores límites de caudal a extraer y licuación durante la etapa de succión, se reprodujo el procedimiento mediante un modelo de elementos finitos. Para el desarrollo del modelo se implementó el software de geotecnia Plaxis. Se utilizó un mo-

Parámetro	Valor	
$\phi$	=	28°
$\psi$	=	0°/1,5°
$\gamma$	=	18,0 $kN/m^3$
$c$	=	0,1 $kN/m^2$
$\nu$	=	0,3
$E_{50}^{ref}$	=	10 540 $kN/m^2$
$E_{oed}^{ref}$	=	8 435 $kN/m^2$
$E_{ur}^{ref}$	=	31 600 $kN/m^2$
$m$	=	0,8
$R_f$	=	0,9
$k$	=	1,10 <sup>-5</sup> $m/s$
$p_{ref}$	=	100 $kPa$

Tabla 5.4: Parámetros de Entrada del Software.

delo axisimétrico, el cual permite suponer estados tenso-deformacionales idénticos en cualquier dirección radial. Se refinó la malla en las proximidades del caisson para tener una mayor precisión en los resultados. El caisson es modelado como un elemento placa.

Los parámetros de entrada utilizados del software para un modelo constitutivo Hardening Soil Model se encuentran en la Tabla (5.4).

Con el fin de lograr una malla mas refinada y una resistencia y rigidez reducida se aplicó en las paredes del caisson y 1m adicional, una interfaz a la cual se le asignó un material de identicas características al suelo definido previamente, pero con una rigidez de 0,5 y un ángulo de fricción interna de 10°. El estado inicial de tensiones en la matriz del suelo fue estimado típicamente en términos de peso unitario sumergido y el coeficiente de presión lateral de tierra en reposo  $K_0$ . Se adoptó una malla de 60m x 55m para evitar cualquier tipo de influencia de borde. Se puede observar en la Figura (5.2.1) el modelo de elementos finitos empleado.

Como se explicó previamente el principal aporte de resistencia en las etapas de instalación viene dado por las resistencia friccionales

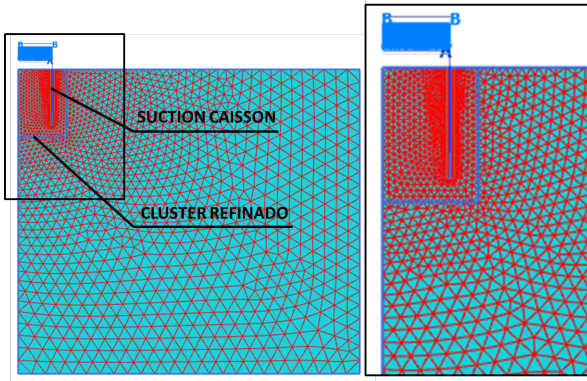


Figura 5.2.1: Modelo de elementos finitos.

en el interior y exterior del caisson y en menor medida por la resistencia de punta ( $A_{tip}$ ) del anillo del caisson, de acuerdo a la ecuación (5.2.1).

$$Q_{ui} = \int f(z) \cdot \pi \cdot D \cdot dz + \sigma'_{v0}(z) \cdot N_c \cdot A_{tip} \quad (5.2.1)$$

### 5.2.1. Etapa 1: Penetración por peso propio

Esta etapa contempla la hincada que se produce debido al peso propio de la estructura reticulada de los jackets y la superestructura  $V_{pp} + V_{sc}$ . De esta manera se produce una penetración en el lecho marino a una profundidad  $z$  hasta alcanzar un equilibrio entre la carga normal y las resistencias por fricción (interior y exterior) y punta del anillo de acuerdo a la ecuación (5.2.2).

$$V_{pp} + V_{sc} - f \cdot [A_{si} + A_{se}] - Q_{tip} = 0 \quad (5.2.2)$$

Es posible determinar la longitud de equilibrio  $z$  que alcanzará el caisson, y consecuentemente la penetración adicional  $x(z) = h - z$ , que deberá ejecutarse mediante el procedimiento de succión, tal como se grafica en la Figura (5.2.2).

El valor de  $x$  calculado de acuerdo a las dimensiones y parámetros previamente definidos en esta etapa es igual a 1,45m. Éste a su vez,

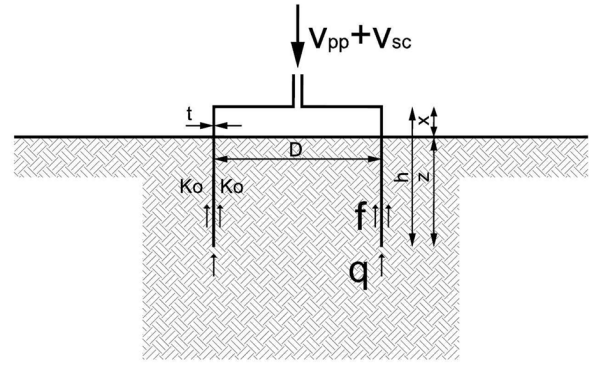


Figura 5.2.2: Instalación por peso propio, fuerzas actuantes.

será la posición desde la cual comenzará el análisis de la etapa 2 de instalación.

### 5.2.2. Etapa 2: Hincada asistida por succión

Una vez alcanzado el mencionado equilibrio se aplica, a través de una bomba que succiona el agua de su interior, un diferencial de presión entre el interior y el exterior del caisson, generando una fuerza que hincada la estructura hasta alcanzar la profundidad definitiva coincidente con el largo total del caisson  $h$ . Tal como se ejemplifica en la Figura 5.2.3.

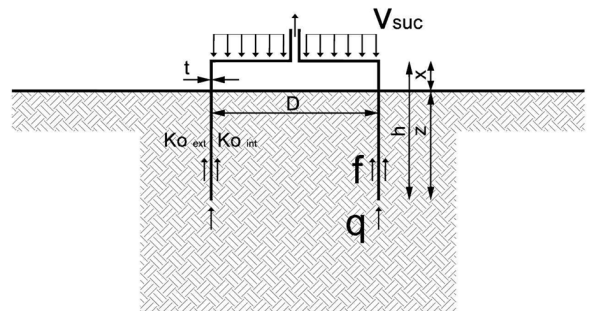


Figura 5.2.3: Instalación asistida por succión, fuerzas actuantes.

Entonces, la fuerza de hincada  $V_{suc}$  es producto de la columna de agua que se genera sobre la superficie del caisson, de acuerdo a la ecuación (5.2.3).



$$V_{suc} = \gamma_w(d - s) \cdot A_p \quad (5.2.3)$$

Donde  $d$  es la profundidad y  $s$  el diferencial de presión aplicado medido como columna de agua.

Para que el proceso sea continuo se debe vencer constantemente el equilibrio de fuerzas alcanzado, tal como lo indica la ecuación (5.2.4).

$$V_{pp} + V_{sc} + V_{suc} - f[A_{si} + A_{se}] - Q_{tip} > 0kN \quad (5.2.4)$$

La medición de la presión de poro  $u$  en las paredes exteriores e interiores del caisson permiten seguir la evolución del mecanismo [10]. Cuando se produce un exceso en la presión de poro, las tensiones efectivas  $\sigma'_{yy}$  se reducen. La variación en la presión de poro permite verificar la disminución de la resistencia por fricción en su interior.

Complementariamente se debe tener especial recaudo ante la posible falla de las paredes del caisson por pandeo local cuando la fricción interna se reduce por el flujo de agua, también se manifiesta en una reducción del empuje activo/pasivo en la pared interior, evitándolo con la verificación de la ecuación (5.1.6). Este fenómeno también puede observarse en la Figura (5.2.4).

Durante este proceso se produce un flujo hacia la parte superior interior del caisson y una perturbación del suelo confinado en el interior del mismo. La succión crea un subpresión sobre la base del caisson (parte plana superior) y, más importante, establece el flujo de la filtración que reduce la resistencia de la punta y la fricción interna de las paredes del caisson. Figura (5.2.5).

Si se aplica suficiente succión, la resistencia de punta y la fricción interna pueden degradarse hasta aproximadamente cero [10], [2]. El problema que se presenta es la licuación del suelo interior por el exceso de succión.

Para poder evitar una licuación del suelo por la acción de una succión elevada, debe controlarse el valor límite de sifonaje de acuerdo a la ecuación (5.2.5).

$$\frac{\pi D^2}{4} \cdot z \cdot \gamma' > \frac{\pi D^2}{4} \cdot s \cdot \gamma_w \quad (5.2.5)$$

Donde  $s$  puede calcularse de acuerdo a la ecuación (5.2.6), valor límite de succión coincidente con los resultados del modelo, tal como se aprecia en la Figura (5.2.7).

$$s = \frac{\gamma' \cdot h}{r \cdot \gamma_w} \quad (5.2.6)$$

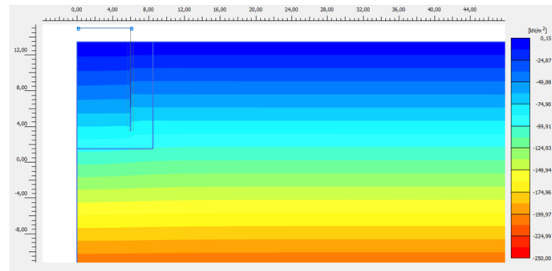
Tomando como variable de seguridad un valor  $r$  no menor a 0,9. De esta manera se puede determinar analíticamente la succión máxima.

Los resultados obtenidos mediante la modelización numérica son coincidentes con el método explicitado por Byrne en [22]. En donde en función de la relación entre la permeabilidad interior y exterior del caisson  $k_f = \frac{k_i}{k_o}$  y la relación entre  $\frac{h}{D}$  es posible determinar el parámetro  $F$ . En el modelo analizado se considera que la tanto la permeabilidad exterior e interior son coincidentes, por lo que el valor de  $k_f = 1$  y  $F = 0,8$ , tal como se observa en la Figura (5.2.6). Por lo tanto, es posible determinar el caudal a extraer en función de la succión  $s$  aplicada de acuerdo a la ecuación (5.2.7)

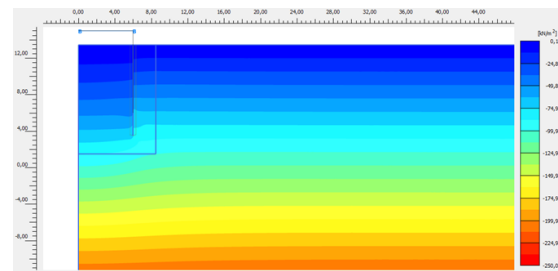
$$q = \frac{k_o \cdot D \cdot s}{\gamma_w} F \quad (5.2.7)$$

Se observa en la Figura (5.2.7) los valores  $q$  de caudal de extracción en función de la succión aplicada calculados por el modelo de elementos finitos y los calculados por la ecuación (5.2.7).

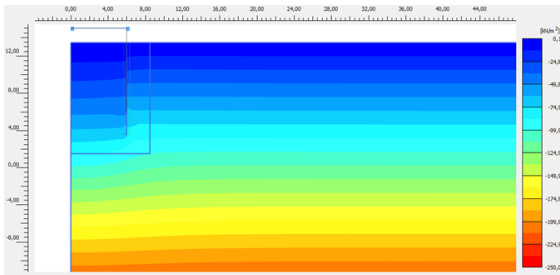
Se puede observar en la Figura (5.2.8) como la intensidad y dirección de los vectores de flujo de infiltración, producto de la succión aplicada en la punta del caisson, cambian de magnitud y dirección.



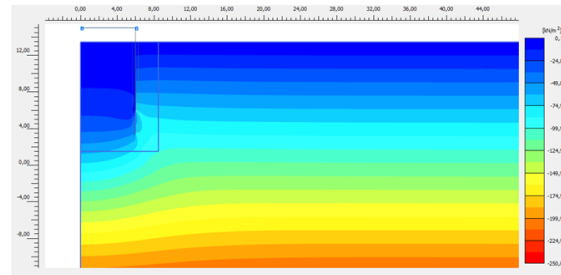
(a)  $\sigma'_{yy}$  para  $s = 10kN/m^2$



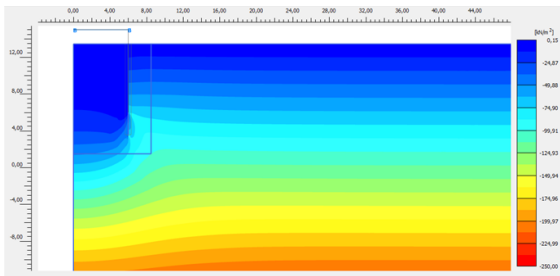
(b)  $\sigma'_{yy}$  para  $s = 30kN/m^2$ .



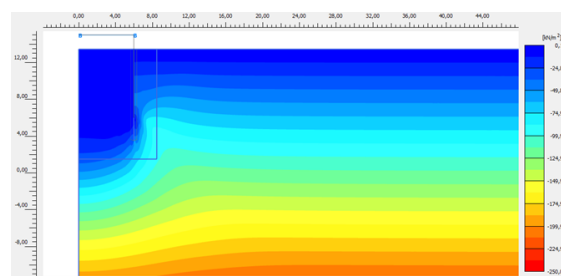
(c)  $\sigma'_{yy}$  para  $s = 50kN/m^2$ .



(d)  $\sigma'_{yy}$  para  $s = 70kN/m^2$ .

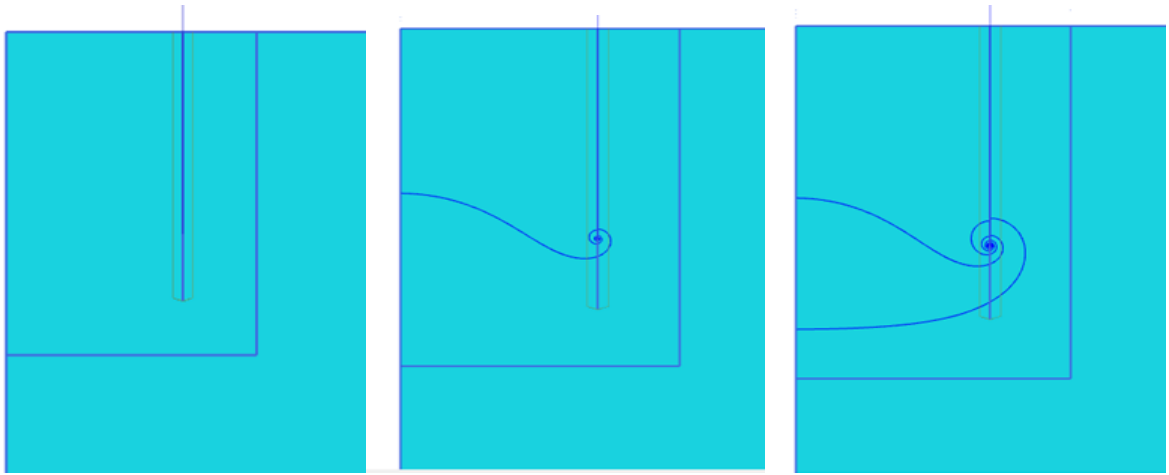


(e)  $\sigma'_{yy}$  para  $s = 80kN/m^2$ .

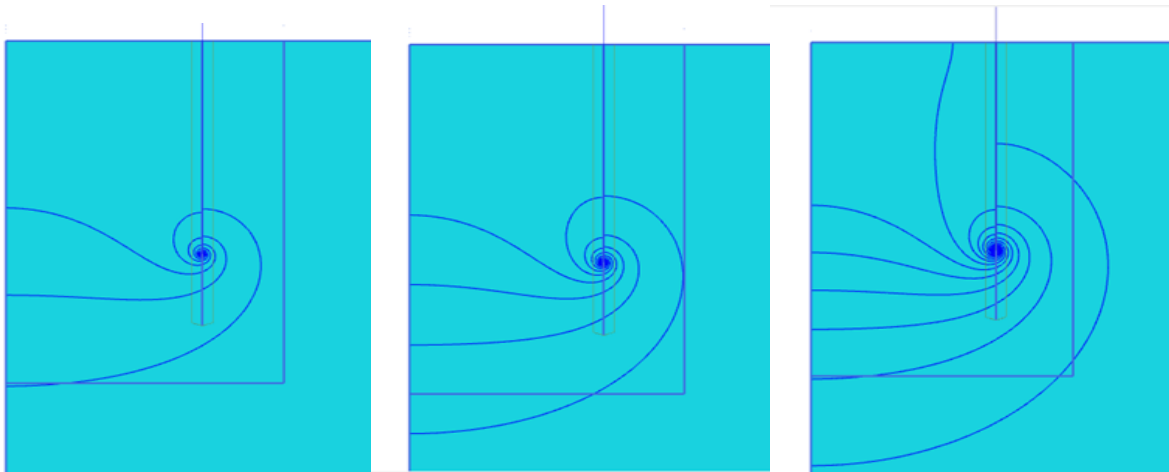


(f)  $\sigma'_{yy}$  para  $s = 100kN/m^2$ .

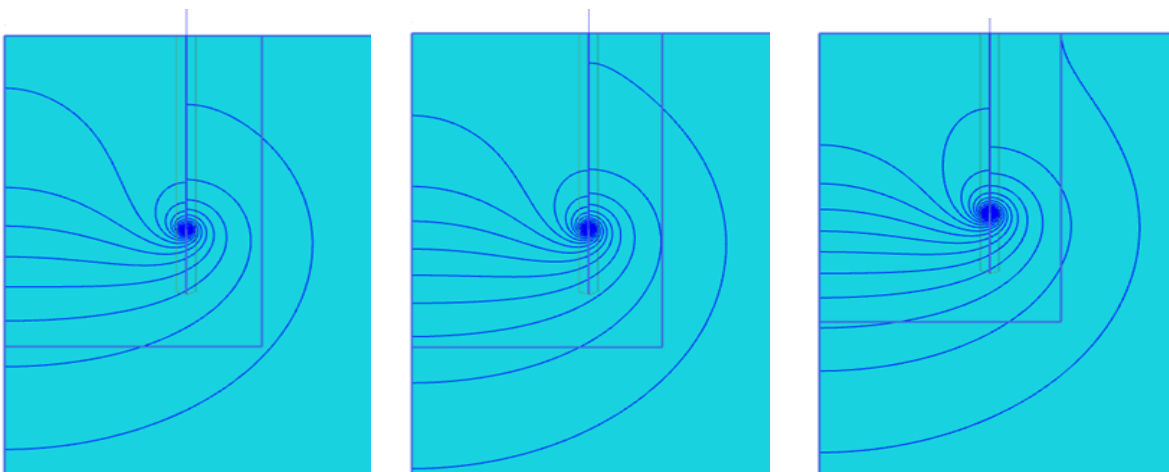
Figura 5.2.4: Disminución de tensiones efectivas verticales en el interior del caisson debido a la succión aplicada.



(a)  $s = 0kN/m^2$ ,  $s = 10kN/m^2$ , y  $s = 20kN/m^2$  .



(b)  $s = 30kN/m^2$ ,  $s = 40kN/m^2$ , y  $s = 50kN/m^2$  .



(c)  $s = 60kN/m^2$ ,  $s = 70kN/m^2$ , y  $s = 80kN/m^2$  .

Figura 5.2.5: Líneas equipotenciales de infiltración.

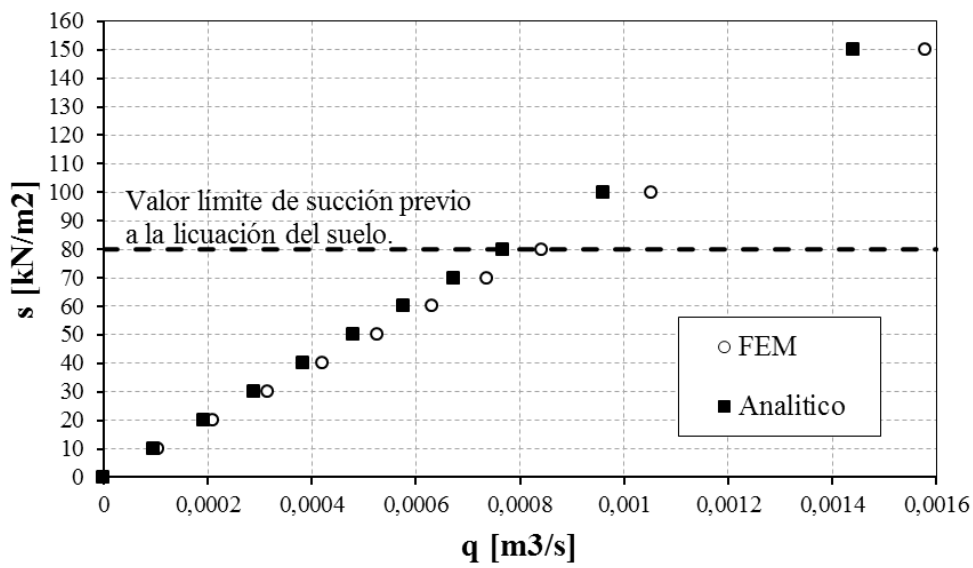


Figura 5.2.7: Caudal máximo a extraer.

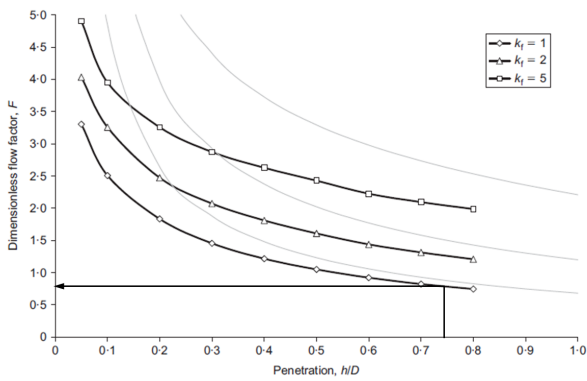


Figura 5.2.6: Obtención del parámetro  $F$ .

### 5.3. Análisis del suction caisson bajo la acción de las cargas de diseño

Con la aplicación del modelo de elementos finitos formulado previamente se intentará determinar las cargas y desplazamientos a los que se verá sometida la fundación suction caisson y poder realizar una comparación con los cálculos analíticos. Previo a ello es conveniente identificar el tipo de falla esperado, de acuerdo a las características del suelo. Se puede clasificar el tipo de falla como; punzonado por corte, corte local, o corte general; en función de la densi-

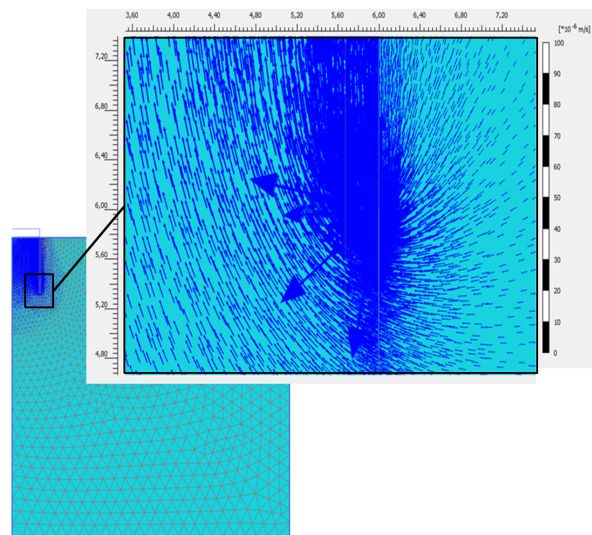


Figura 5.2.8: Flujo hacia el interior del caisson producto de la succión aplicada.

dad relativa  $D_R$  de la arena y la relación  $\frac{h}{D}$ , tal como se observa en la Figura (5.3.1) .

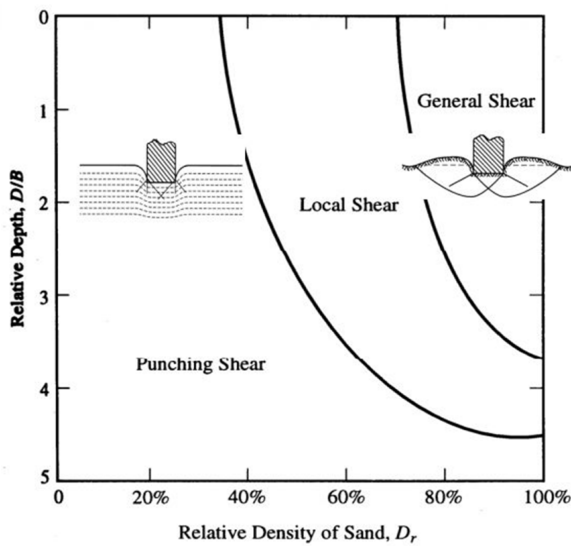


Figura 5.3.1: Modos de falla fundacion superficial. [60]

A su vez, debe comprobarse no solo la falla del suelo por superarse la capacidad de carga última, sino también las deformaciones consecuencia de las solicitaciones.

Para el caso de estudio, el comportamiento de una arena suelta es contractivo desde el inicio de la aplicación de la carga, hasta alcanzar el estado de rotura tal como se observa en la Figura (5.3.2).

### 5.3.1. Compresión

Con el objeto de reducir la incertidumbre existente en la determinación de la resistencia última del suelo, de acuerdo a lo comentado precedentemente; se plantearon tres modelos de elementos finitos (A, B, y C) en los cuales se varió exclusivamente las fases de carga del caisson.

El Modelo A contempló un proceso de carga gradual siempre en condiciones no drenado. En el Modelo B se realizó una precarga drenada hasta alcanzar la carga de peso propio y operación  $V_{pp}$ , y luego se continuó con las

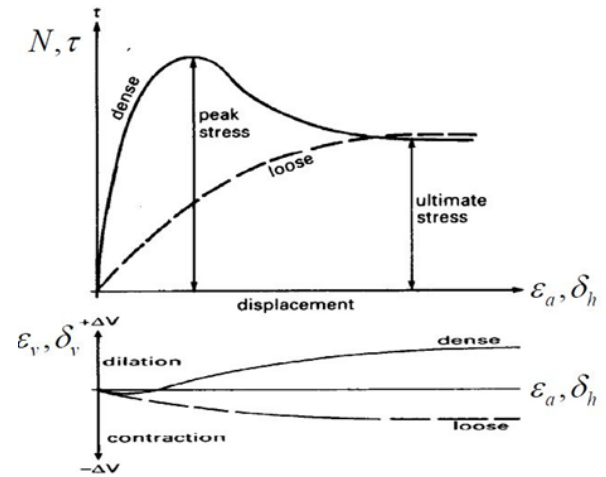


Figura 5.3.2: Comportamiento arenas sueltas y densas. [27]

fases de carga no drenada hasta alcanzar los valores calculados analíticamente por la ecuación (5.1.9). Para el Modelo C se repitió la primera fase del segundo modelo, pero luego de la precarga se continuó cargando el suction caisson en condiciones drenadas hasta alcanzar los valores calculados analíticamente mediante la ecuación (5.1.18).

A los Modelos B y C se le aplicaron diferentes técnicas de mallado con el objeto de evitar un problema numérico que se reflejaba como la falla en la punta del caisson. Entre ellos se consideró la aplicación de un rectángulo de material elástico lienal con un módulo de elasticidad igual al  $E_{50}^{ref}$  del suelo y el mismo coeficiente de poisson  $\nu$ . Complementando este rectángulo con interfaces rígidas para refinar la malla. De esta manera se buscó aumentar la superficie de contacto del elemento placa del caisson para evitar la falla en la punta del caisson. Esta modificación no arrojó mejoras significativas en los resultados.

Se observa en la Figura (5.3.3) (a), el esquema de mecanismo de falla que responde a la teoría de capacidad de carga de Brinch Hansen, y en las Figuras (5.3.3) (b) y (c) los resultados calculados con el software, para los modelos A

y B-C respectivamente.

El resultado del Modelo A arrojó una carga última  $V_{max} = 28\,300\,kN$ . La comparación entre ambas figuras muestra la similitud entre el mecanismo de falla teórico para una base embebida en el terreno de acuerdo a lo expresado por Brinch Hansen en [7] y el calculado por el Modelo A de elementos finitos (drenado). Adicionalmente se calcularon analíticamente las deformaciones verticales a corto plazo mediante la ecuación (5.3.1).

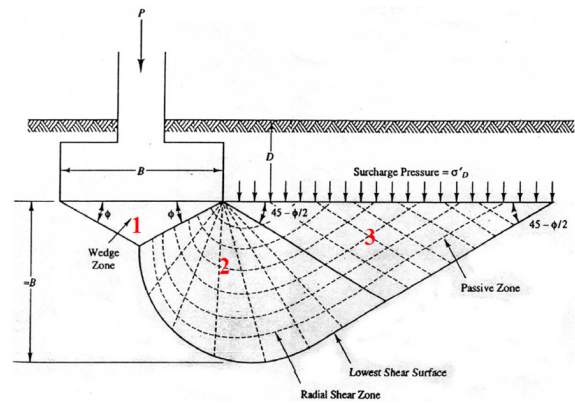
$$u_v = \left( \frac{1 - \nu}{4GR} \right) V \quad (5.3.1)$$

En la Figura (5.3.4) se puede observar como, mientras los desplazamientos calculados por la ecuación (5.3.1) son lineales, la curva desplazamiento calculada mediante el Modelo A de elementos finitos es del tipo parabólico.

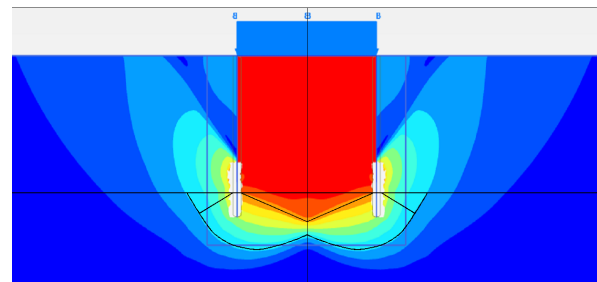
En los Modelos B y C para la simulación de la carga de compresión se aplicó una carga superficial sobre el caisson en condiciones drenadas  $V_{pp} = 266\,kN/m^2$  correspondiente al peso propio y las sobrecargas de operación de la plataforma. Posteriormente en diferentes fases se implementaron escalones de cargas crecientes hasta alcanzar los  $V_{amb} = 150\,kN/m^2$ . La suma de  $V_{amb}$  y  $V_{pp}$  representa el valor máximo de solicitaciones calculadas para esta plataforma de acuerdo a las acciones del Capítulo 4. Luego se continuó con la carga superando los valores anteriormente mencionados hasta llegar al valor de resistencia última del suelo calculado analíticamente. Si bien en la Figura (5.3.5) se observa que el valor de resistencia última analítica es alcanzado, ellos se corresponden con desplazamientos muy superiores a los admisibles para la estructura.

### 5.3.2. Tracción

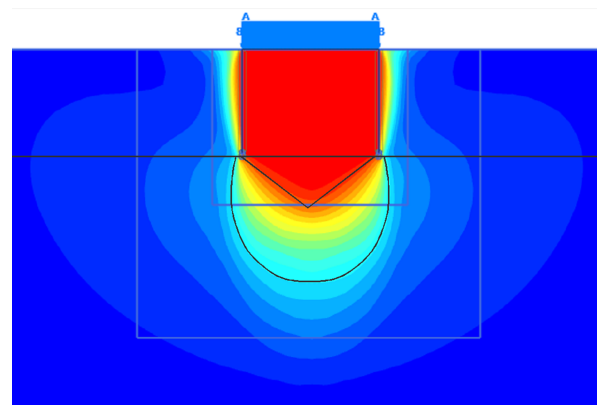
Frente a una carga de tracción, es mayor la capacidad de resistencia de las fundaciones instaladas con un diferencial de presión que aque-



(a) Mecanismo de falla por capacidad de carga de acuerdo a Brinch Hansen.



(b) Modelo A. Zoom sobre la falla calculada con el modelo de elementos finitos para carga no drenada  $V = 266\,kN/m^2$ .



(c) Modelo B y C. Zoom sobre la falla calculada con el modelo de elementos finitos para carga drenada  $V = 266\,kN/m^2$  y posterior aumento de carga no drenada  $V = 155\,kN/m^2$ .

Figura 5.3.3: Falla teórica y falla calculada con FEM.

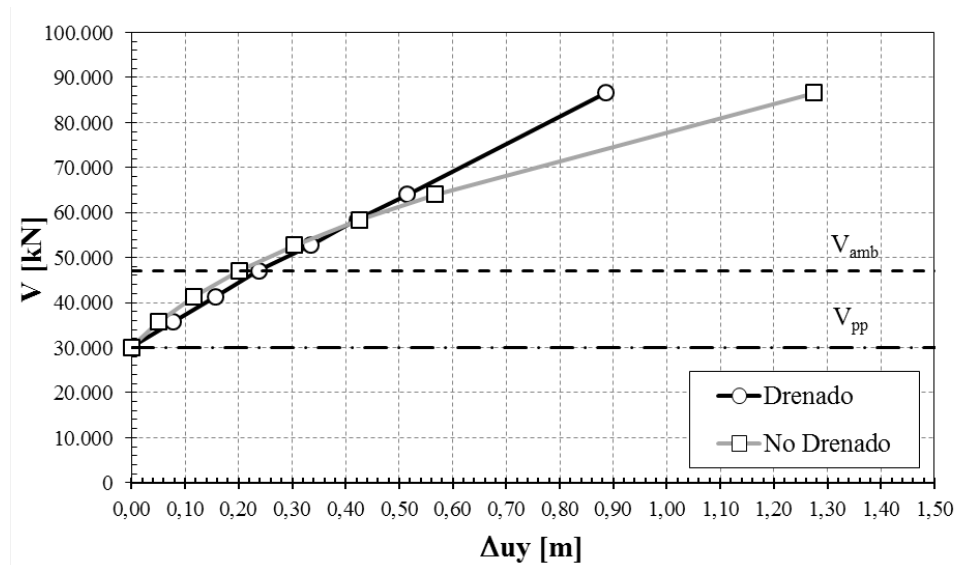


Figura 5.3.5: Curva carga-desplazamiento vertical con precarga drenada.

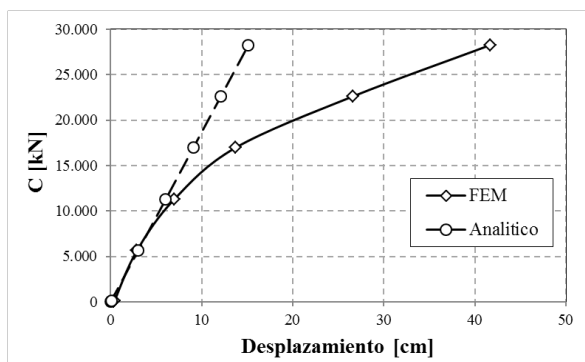


Figura 5.3.4: Curva carga-desplazamiento vertical.

llos instalados exclusivamente por peso propio. Este incremento parece estar relacionado a los mayores esfuerzos que el suelo alcanza durante este modo de instalación [48]. Bajo rápidas cargas de tracción, se desarrollan incrementos en las presiones de poro negativas en el interior del caisson causando que la fundación junto con el suelo interior sean arrancados en conjunto.

El valor máximo alcanzado para la falla por tracción drenada por el modelo de elementos finitos es de  $T = 6\,220\text{ kN}$ , valor muy próximo a los  $6\,300\text{ kN}$  calculados analíticamente mediante la ecuación (5.3.2). En cambio el valor máximo alcanzado para la falla por tracción

no drenada por el modelo de elementos finitos es de  $T = 11\,300\text{ kN}$ , Figura (5.3.6). Esta diferencia puede ser atribuida a la succión pasiva que se desarrolla en el caisson.

$$T = -s.A - \left[ \left( \gamma' + \frac{a.s}{h} \right) K.tan\delta + \left( \gamma' - \frac{(1-a)s}{h} \right) K.tan\delta \right] \frac{\pi.D.h^2}{2} \quad (5.3.2)$$

donde  $a = 0,5$  es un factor de la presión de poro que puede variar entre  $0 < a < 1$  de acuerdo a Byrne en [22], y los otros parámetros ya definidos previamente. Se observa en la Figura (5.3.6) el proceso de carga al que se somete la fundación para una carga de tracción drenada y para una no drenada. También es posible apreciar que para una carga no drenada el valor máximo alcanzado es mayor, fenómeno que puede ser interpretado debido a la succión pasiva que se desarrolla.

Se puede observar en las Figura (5.3.7) y (5.3.8) las deformaciones para el estado de rotura, donde se aprecia la malla del suelo deformada para una carga de rotura y puede diferenciarse claramente los desplazamientos del suelo interior y del suelo exterior al caisson.

Sin embargo, el desarrollo de esta capacidad de tracción máxima está limitada por la

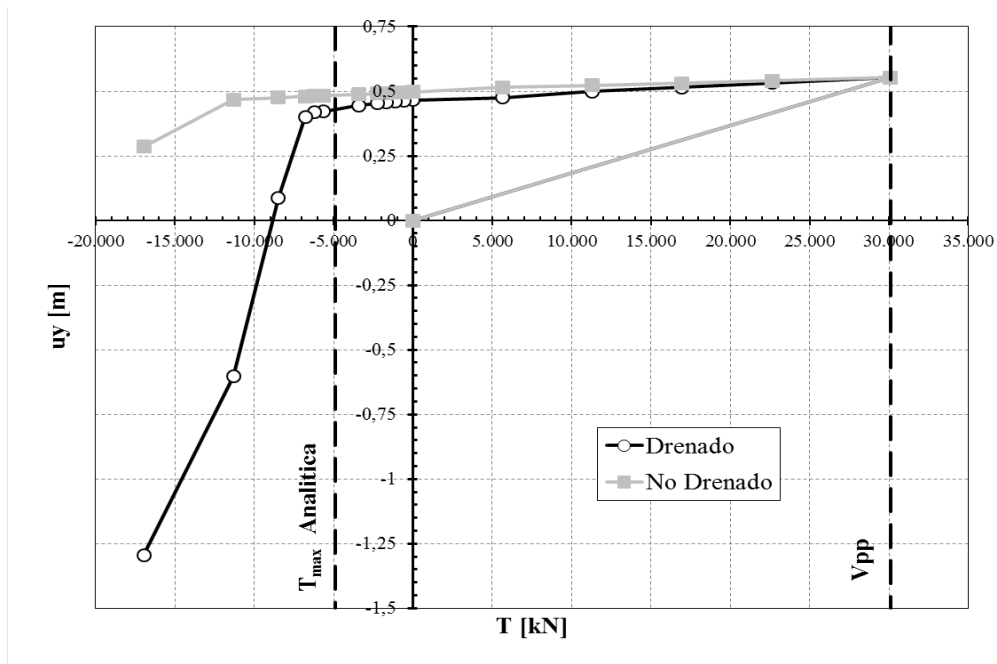


Figura 5.3.6: Curva carga-desplazamiento vertical para una carga de Tracción.

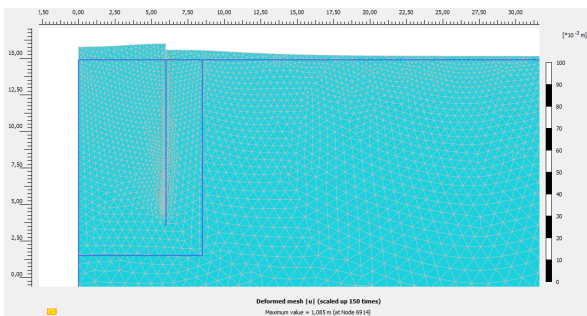


Figura 5.3.7: Falla a tracción para el caisson.

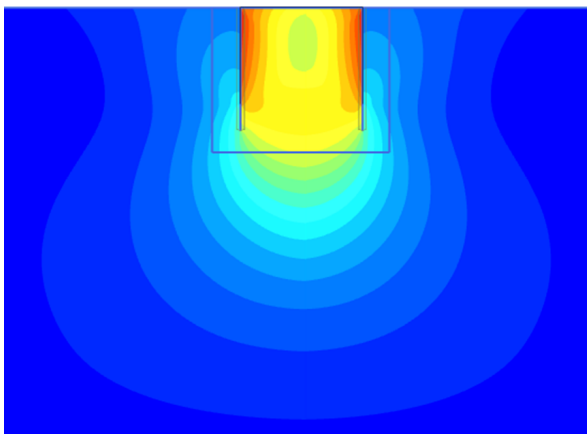


Figura 5.3.8: Mecanismo de falla para la carga de tracción.

posibilidad de cavitación que tiene el fluido. En este caso de estudio, donde la profundidad  $d = 300m$ , la cavitación  $c$  solo tendría lugar para valores muy elevados de presión, tal como se puede calcular con la ecuación (5.3.3).

$$c = p_c - \gamma' \cdot h + \gamma_w \cdot d = 3573kN/m^2 \quad (5.3.3)$$

## 5.4. Comparación de resultados

En Tabla (5.5) pueden observarse los resultados obtenidos por el método analítico y por los modelos de elementos finitos. Si bien mediante el empleo de un modelo de elementos finitos es posible reproducir los fenómenos que se desarrollan durante la instalación del caisson y es coincidente en los mecanismos de rotura, es notable la diferencia para los valores últimos de resistencia alcanzados, tanto para tracción como para compresión.

Existe un comportamiento plástico inicial



	Compresión		Tracción	
	$V_{max}$ [kN]	$\Delta u_y$ [m]	$T_{max}$ [kN]	$\Delta u_y$ [m]
Modelo A (No Drenado)	28 300	0,417	—	—
Modelo B (Drenado - No Drenado)	47 050	0,202	-11 300	-0,085
Modelo C (Drenado - Drenado)	47 050	0,238	-6 200	-0,150
Analítico	47 050	0,264	-6 300	-

Tabla 5.5: Comparación de resultados.

durante la instalación y la carga inicial de peso propio. Las deformaciones verticales son significativas mientras el suelo es comprimido hasta alcanzar un estado donde la estructura y matriz del suelo se encuentran en equilibrio estático. Posteriormente la fundación es descargada a un estado de menor carga que el inicialmente aplicado. Por lo tanto, la respuesta del sistema fundación-suelo es mucho más rígido y puede asumirse elástica. Para las cargas de compresión la estabilidad de la fundación se encuentra comprometida por la acumulación residual de deformaciones y la degradación cíclica de la resistencia al corte (no estudiados en este trabajo). Mientras que la duración de la aplicación de la carga de tracción debe ser relativamente breve comparados con el tiempo requerido para la disipación de la subpresión desarrollada en el agua intersticial bajo la base del caisson. Una vez que las presiones de poro han sido disipadas, la resistencia a tracción es muy pequeña, siendo soportadas únicamente por la fricción del caisson y por el peso propio del sistema. En arenas sueltas la tendencia a la contracción volumétrica durante el corte es resistido por la succión generada debido a la incompresibilidad del agua intersticial; y la contracción del esqueleto del suelo solo puede ocurrir si el agua puede fluir libremente entre los poros. Pero como la entrada de agua se encuentra bloqueada, las tensiones efectivas principales se incrementan creando tensiones de corte adicionales. Este mecanismo permite esfuerzos de tracción altos para los caisson,

los cuales deben ser controlados para evitar la cavitación del agua intersticial generando una falla global del suelo.

Se pudo observar como para el caisson modelado por elementos finitos, el factor de capacidad de carga correspondiente al término del peso del suelo se incrementa lineal e indefinidamente con el asentamiento del caisson. Por ello la curva carga desplazamiento no alcanza un plafón de carga que es lo comúnmente esperado una vez superadas las cargas últimas del suelo.

Un análisis más completo debería incluir la acción en simultáneo de las cargas  $V$ ,  $H$  y  $M$  en un modelo de elementos finitos en 3D. De esta manera, a través de la generación de superficies de falla posibilitaría una modelización del problema de manera conjunta, sin la necesidad de ensamblar soluciones aisladas; ya que por el origen y características de las cargas el  $V_{max}$  actuará siempre en conjunto con la incidencia de las cargas  $H$  y  $M$  asociados.

## Capítulo 6

# Diseño de un pilote en el sitio U2

En el presente capítulo se realiza el análisis de la fundación mediante pilotes de una plataforma offshore en el sitio U2, de acuerdo al esquema de la Figura (6.0.1).

El análisis desarrollado incluye la etapa de instalación por hinca y el cálculo de las solicitaciones a las que estará expuesto el pilote frente a las cargas de diseño.

Las características del suelo del sitio U2 fueron definidas en el Capítulo 3. Sin embargo, no son suficientes los parámetros consignados para encarar un análisis geotécnico-estructural.

### 6.1. Predimensionado

En el Capítulo 4 se determinaron las reacciones  $V$ ,  $H$ , y  $M$  de la plataforma para el sitio U2. A su vez, en el Capítulo 3 se procedió a clasificar su tipo de suelo. Con estos datos se realiza un predimensionado del pilote a analizar. Para determinar el diámetro y largo del pilote es necesario calcular la resistencia por punta y por fricción que aporta el suelo, de acuerdo a los lineamientos indicados por la guía de diseño API.

La resistencia última del suelo (6.1.1) para un pilote aislado en arcillas sueltas, se compone de la suma de un aporte de resistencia por fricción  $Q_f$  de acuerdo a la ecuación (6.1.3) y un aporte por punta  $Q_p$  por (6.1.6).

$$Q_u(z, D) = Q_f(z) + Q_p(D) \quad (6.1.1)$$

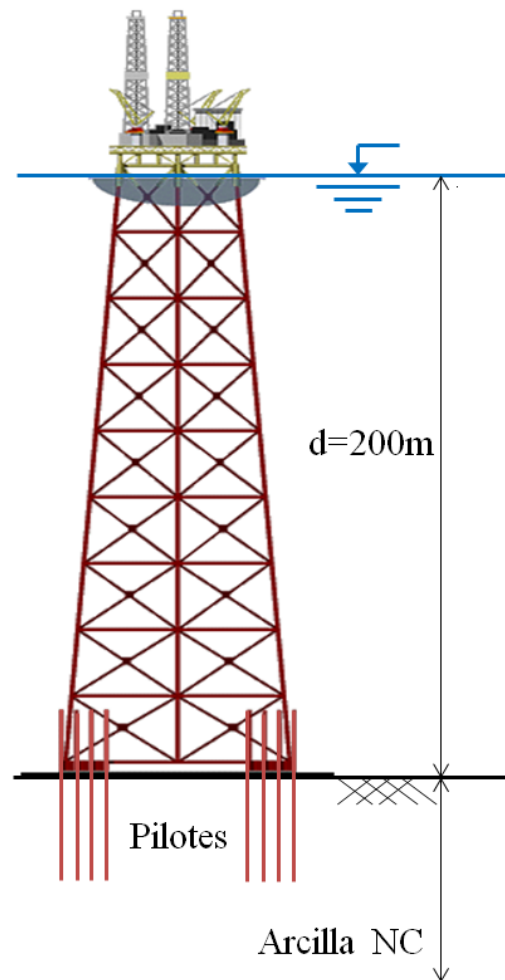


Figure 6.0.1: Esquema de Plataforma (Superestructura + Infraestructura + Fundaciones).

$$Q_u(z, D) = f(z) \cdot A_s(z) + q(z) \cdot A_p(D) \quad (6.1.2)$$

A su vez la fricción lateral por unidad de superficie es función de la ec. (6.1.3).

$$f(z) = \alpha(z) \cdot s_u(z) \quad (6.1.3)$$

donde el factor adimensional  $\alpha(z)$  es una función de acuerdo a:

$$\alpha(z) = \begin{cases} 0,5 \cdot \frac{s_u}{p_0(z)}^{-0,5} \rightarrow \frac{s_u}{p_0(z)} \leq 1 \\ 0,5 \cdot \frac{s_u}{p_0(z)}^{-0,25} \rightarrow \frac{s_u}{p_0(z)} > 1 \\ 1 \rightarrow \alpha \geq 1 \end{cases} \quad (6.1.4)$$

y la resistencia al corte no drenada  $s_u$  mediante la ecuación (6.1.5):

$$s_u(z) = 0,23 \cdot \gamma' z \quad (6.1.5)$$

El término de resistencia de punta máxima por superficie se encuentra acotado por la ec. (6.1.6).

$$q(z) = 9 \cdot s_u(z) \quad (6.1.6)$$

Con un pilote de sección circular de 1m de diámetro y 40m de longitud se obtiene una resistencia última total de:

$$Q_u(z = 40m, D = 1m) = 4720kN$$

La resistencia total última calculada es afectada por un factor de seguridad para cada combinación de cargas de acuerdo a lo especificado por API. En el caso analizado corresponde aplicar un factor  $FS = 1,5$ . Luego, es posible calcular la cantidad de pilotes necesarios haciendo la relación entre el valor de la Reacción de la Infraestructura mas solicitada axialmente, de acuerdo a la Tabla (4.5), y el producto de la Resistencia última y el Factor de Seguridad,

tal como se observa en la ecuación (6.1.7).

$$n_{pilotes} = \frac{V}{\left(\frac{Q_u}{FS}\right)} \quad (6.1.7)$$

Se obtiene que 12 pilotes por apoyo es la cantidad mínima necesaria que satisface el análisis anteriormente explicado para la fundación de la estructura offshore.

No se ha considerado en este trabajo el efecto grupo que pudiera afectar a los pilotes como consecuencia de un trabajo en conjunto.

## 6.2. Instalación del Pilote

La influencia que genera sobre el suelo la instalación y el posterior desempeño de la fundación debido a estas alteraciones debe ser tenida en cuenta para el diseño. Asimismo, es importante poder determinar aquel equipo de hincas que permita alcanzar la cota de fundación proyectada sin dañar al pilote durante el proceso de instalación. Los equipos comúnmente utilizados para la hincas en el subsuelo marino entregan la energía de los golpes propiciados mediante un martillo hidráulico generando un trabajo del pilote al desplazarse en el suelo. Este proceso puede ser simulado en el software de elementos finitos para geotécnica Plaxis.

El software requiere una serie de parámetros de entrada para definir el comportamiento del suelo a analizar los que varían, dependiendo del modelo constitutivo con el cual se quiere llevar adelante el análisis. Dentro de las opciones que brinda el programa se utiliza el modelo Hardening Soil Model, el cual contempla una curva de tensión deformación con endurecimiento de acuerdo a la Figura (6.2.1). Este modelo constitutivo permite una relación de tensión dependiente de la rigidez (las rigideces se incrementan con la presión), la distinción de rigideces para carga primaria y ciclos de carga-recarga, deformaciones plásticas para estados tensionales por debajo de la curva de falla tradicional

del modelo Mohr Coulomb, y sin embargo, la coincidencia de los valores de falla calculados con el modelo Mohr Coulomb.

Los parámetros básicos que permiten definir este modelo constitutivo se encuentran indicados en las Figuras (6.2.1), (6.2.2) y (??):

Parámetros de Rigidez:

- Módulo de Elasticidad Secante  $E_{50}^{ref}$
- Módulo de Elasticidad Tangente para Carga Primaria  $E_{oed}^{ref}$
- Módulo de Elasticidad para Carga y Recarga  $E_{ur}^{ref}$
- Factor de potencia para relación de tensión-rigidez  $m$
- Relación de Falla  $R_f$

Parámetros tradicionales Mohr Coulomb:

- Ángulo de Fricción Interna  $\phi$
- Cohesión  $c$
- Ángulo de Dilatancia  $\psi$
- Peso Unitario del Suelo  $\gamma$
- Modulo de Poisson  $\nu$

### 6.2.1. Calibración de los parámetros de entrada

Los parámetros estimados en el Capítulo 3 no son suficientes para realizar una corrida del modelo, de acuerdo a los datos de entrada que el software requiere.

Como se cuenta con los resultados de un ensayo triaxial realizado para unas muestras extraídas en una campaña exploratoria cercana al área geográfica de análisis, es posible efectuar una calibración de los parámetros necesarios. Para ello se emplea el módulo de ensayos que posee el software. El proceso iterativo reproduce las diferentes curvas teóricas de la Hipérbola de Kondner tomando como variables

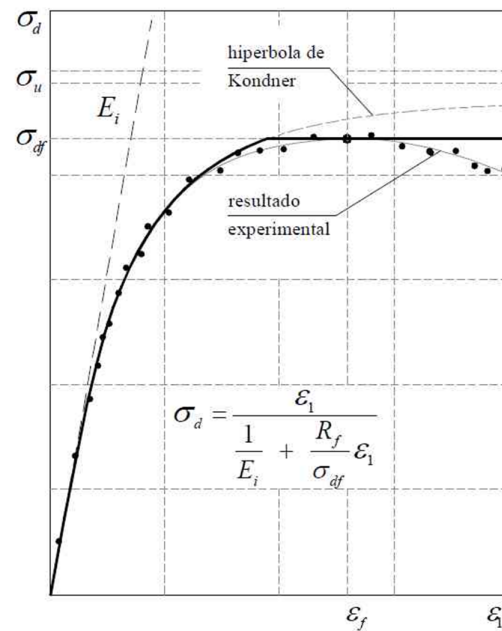


Figure 6.2.1: Hipérbola de Kondner.

los valores de los parámetros  $R_f$ ,  $\sigma_{df}$ ,  $E_i$  hasta alcanzar una curva que ajusta con un error aceptable al ensayo convencional de compresión triaxial para la muestra de suelo del lugar. Se observan los resultados finales, con la curva ajustada, en la Figura (6.2.3)

Complementariamente en el laboratorio se efectuaron, entre otros ensayos, el triaxial CTUC en muestras con humedad natural, relación altura-diámetro (95,3mm-50mm) aproximadamente igual a dos, y velocidad de ensayo constante igual a 0.8mm/min. Se aseguró la saturación total de la muestra antes de comenzar el ensayo cuando el parámetro B de Skempton es mayor a 0,95. Se aplicaron dos escalones de carga-descarga, con presiones de cámara de 300 y 500 kPa, hasta la ruptura.

Para comenzar el proceso iterativo que permite ajustar la curva teórica, es necesario partir de valores iniciales de los parámetros a calibrar. Para ello se utilizaron las siguientes expresiones y valores:

$$E_i = 600 \cdot s_u \quad (6.2.1)$$

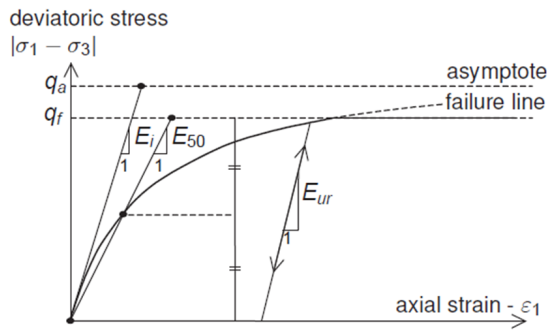


Figure 6.2.2: Relación Hiperbólica de tensión-deformación en carga primaria para un ensayo triaxial drenado standard.[44]

$$E_{50}^{ref} = E_i \left(1 - R_f \frac{0,50}{\sigma_{df}}\right) \quad (6.2.2)$$

$$E_{ur}^{ref} = \frac{2,3(1 + e_i)p_{ref}}{C_c} \quad (6.2.3)$$

$$C_c = 0,009(LL - 10) \quad (6.2.4)$$

$$\phi = \text{sen}^{-1} [0,8 - 0,094 \ln(LL - LP)] \quad (6.2.5)$$

$$\psi = 0^\circ \quad (6.2.6)$$

$$m = 1 \quad (6.2.7)$$

1

Luego de sucesivas iteraciones se lograron calibrar los parámetros y ajustar la curva, tal como se observa Figura (6.2.3) con un error menor al 7%. Se observa la falla de la muestra de suelo en 18kPa. El parámetro  $m$  fue la variable mas sensible. Pequeñas diferencias en su valor se traducían en grandes variaciones en la curva de ajuste-calibración en el software. Sin embargo, permitió calibrar y acercarse a la curva teórica. El valor de  $E_{oed}$  se estableció con el valor recomendado por el manual del software.

<sup>1</sup>Valor recomendado por PLAXIS para arcillas.

Los resultados de la calibración que son utilizados para el input del software se presentan en la Tabla (6.1).

Input PLAXIS	
$E_{ur}^{ref}$	= 1100 $kN/m^2$
$E_{oed}^{ref}$	= 400 $kN/m^2$
$E_{50}^{ref}$	= 550 $kN/m^2$
$R_f$	= 0,9
$m$	= 0,5
$\phi$	= 29°
$c$	= 0 $kN/m^2$
$\gamma$	= 17,34 $kN/m^3$
$\psi$	= 0°
$\nu$	= 0,2

Tabla 6.1: Parámetros calibrados.

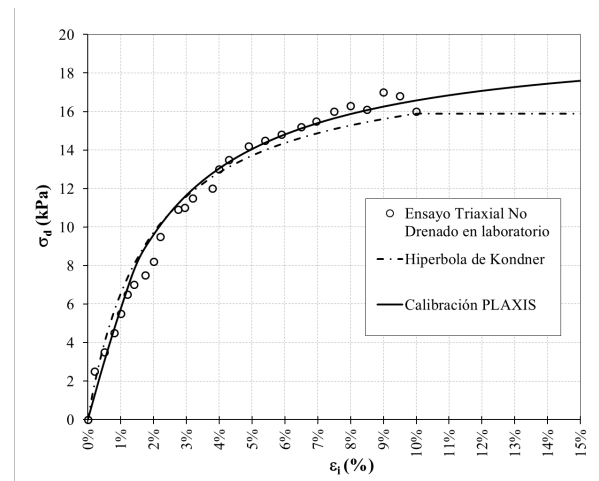


Figure 6.2.3: Calibración de los parámetros de entrada del Hardening Soil Model.

## 6.2.2. Simulación de la Hincia mediante una Carga Dinámica

Con los parámetros del suelo calibrados previamente se realizó un modelo mediante elementos finitos, en el cual se reproducen básicamente los desplazamientos debidos a la carga dinámica durante el proceso de hincia del pilote (un único golpe de martillo).

El modelo consiste en una malla de 60m de profundidad por 30m de ancho con condiciones

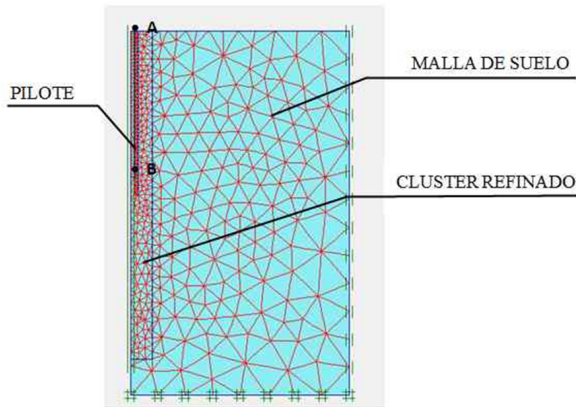


Figure 6.2.4: Modelo de elementos finitos.

de borde tipo absorbentes. Se discretizó la malla y se refinó un cláster de 50m por 3m próximos al pilote para optimizar los resultados. El modelo es del tipo axisimétrico con elementos triangulares de 15 nodos. A su vez, se aplicó una superficie interfaz en la cara del pilote de magnitud 1, de acuerdo a lo calculado mediante la ecuación (6.1.4). El pilote es un elemento elástico del tipo no poroso, el cual reproduce las características de un pilote de hormigón de 1m de diámetro y 40m de profundidad, de acuerdo al predimensionado efectuado. Se observa en la Figura (6.2.4) una imagen con la discretización de la malla de elementos finitos empleada en la simulación de la carga de hincá.

La carga que simula el golpe de la masa del martillo fue modelada mediante una carga dinámica en la parte superior del pilote. Su magnitud en  $kN/m^2$  es la relación entre la masa  $m$ , y el área transversal del pilote  $A_p$ . Y para describir el carácter dinámico fue necesario calcular los parámetros de una onda armónica. La aplicación de la carga dinámica solo se mantiene activa durante la fase positiva del periodo, para evitar que la fuerza se tornase de sentido inverso al golpe y pasara de compresión a tracción, tal como se aprecia en la Figura (6.2.5). Con la ecuación (6.2.8) es posible calcular la frecuencia de la onda  $f$ , ya que se cuenta con la energía entregada por el equi-

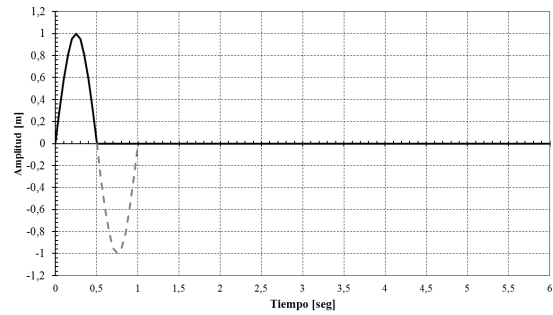


Figure 6.2.5: Aplicación de la carga de Hincá para  $0 \text{ seg} < t < 0.5 \text{ seg}$  y  $0.5 \text{ seg} < t < 6 \text{ seg}$ .

po  $E$ , la Amplitud de onda  $A$ , y la masa del martillo  $m$ . Estos valores fueron obtenidos del catálogo de un proveedor de martillos hidráulicos<sup>2</sup> para estructuras offshore que actualmente se encuentra en actividad.

$$E = 2\pi^2 \cdot m \cdot f^2 \cdot A^2 \quad (6.2.8)$$

Como una primera aproximación se intentó modelar el pilote a distintas profundidades, pero se observó que la baja capacidad portante del suelo no permitía que los resultados fuesen interpretables geotécnicamente. Por ello, el modelo representa al pilote para una profundidad a los 30m y luego a los 40m.

Finalizada la corrida del modelo, es posible observar en los resultados que la carga dinámica en el pilote es amortiguada debido al comportamiento elásto-plástico del suelo, y a la absorción de la energía de la onda por los bordes absorbentes del modelo. En el gráfico de la Figura (6.2.6) los desplazamientos verticales  $u_y$  en función del tiempo  $t$ , para la dos profundidades analizadas. Se advierte como se alcanza un valor de desplazamiento máximo que difiere del valor final cuando la aplicación de la carga dinámica se encuentra desactivada y disipada en su totalidad. Completado los 6 segundos,

<sup>2</sup>IHC Merwede Hydrohammer.

las oscilaciones de  $u_y$  han disminuido considerablemente, lo que permite suponer que la deformación vertical ha convergido a un valor final que puede considerarse estable.

Se observa en la Figura (6.2.7) como los desplazamientos producto del impacto del martillo afectan el área superficial que alcanza hasta varios diámetros del pilote, mientras que luego de los 6 segundos los desplazamientos son muy parecidos en toda la longitud del pilote.

Con este valor  $u_y$  final es posible calcular la cantidad de golpes equivalentes para la profundidad de análisis, si se produce el rechazo a la hincada del pilote, mediante la ecuación (6.2.9).

$$R = \frac{100cm,1golpe}{u_y} > 1000golpes \rightarrow rechazo \quad (6.2.9)$$

Este modelo se repite con dos martillos diferentes, con el objeto de optimizar la energía entregada y poder seleccionar el equipo correcto que debería ser empleado. El primer modelo de martillo se predimensionó considerando que  $m$  suele ser aproximadamente el 50% del peso del pilote. La masa  $m_1 = 25\,000kg$  es el 56,8% del peso del pilote, 21 990kg. Al observarse que para la cota de fundación de 40m con el martillo empleado el valor de rechazo se encontraba lejos del límite definido de 1000golpes/m, el segundo modelo de martillo empleado fue aquel con peso de masa inmediata menor del catálogo.

Para las profundidades de instalación del pilote se grafican en la Figura (6.2.8) la cantidad de golpes necesarios a implementar en función de la profundidad. De esta manera, es posible determinar cuál es la masa mas eficiente a utilizar para la cota de fundación proyectada en el diseño.

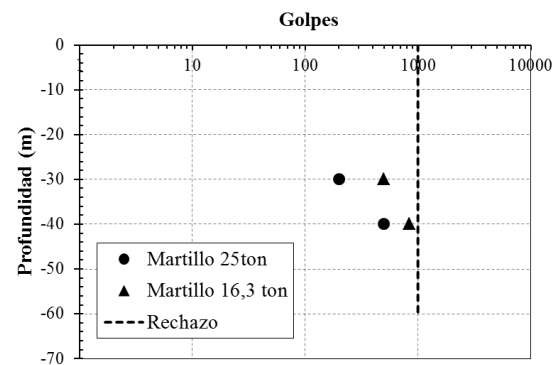


Figure 6.2.8: Eficiencia de los martillos de acuerdo para la profundidad proyectada.

Por otro lado, se verifican las tensiones de trabajo del pilote para controlar que no se produzca una rotura del material como consecuencia de los golpes o las cargas. Las tensiones de trabajo para la carga máxima no superan los  $95kg/cm^2$  en la cabeza del pilote.

### 6.3. Cálculo de la resistencia última del pilote

Complementariamente se estudian las respuestas generadas al calcular la resistencia última del pilote en el modelo analítico y en el modelo de elementos finitos.

#### 6.3.1. Curva por elementos finitos carga-desplazamiento vertical del pilote

Se realizó una corrida del modelo en un cálculo plástico al cual se aplica una carga estática que aumenta su magnitud en etapas intermedias, desde los  $500kPa$  hasta alcanzar los  $8000kPa$ , hasta lograr la falla del suelo por desplazamientos excesivos. En la Figura (6.3.1) se puede observar los resultados obtenidos en la modelización en un gráfico típico de Carga-Desplazamiento. Se advierte que el esfuerzo es transmitido prácticamente por fricción, ya que

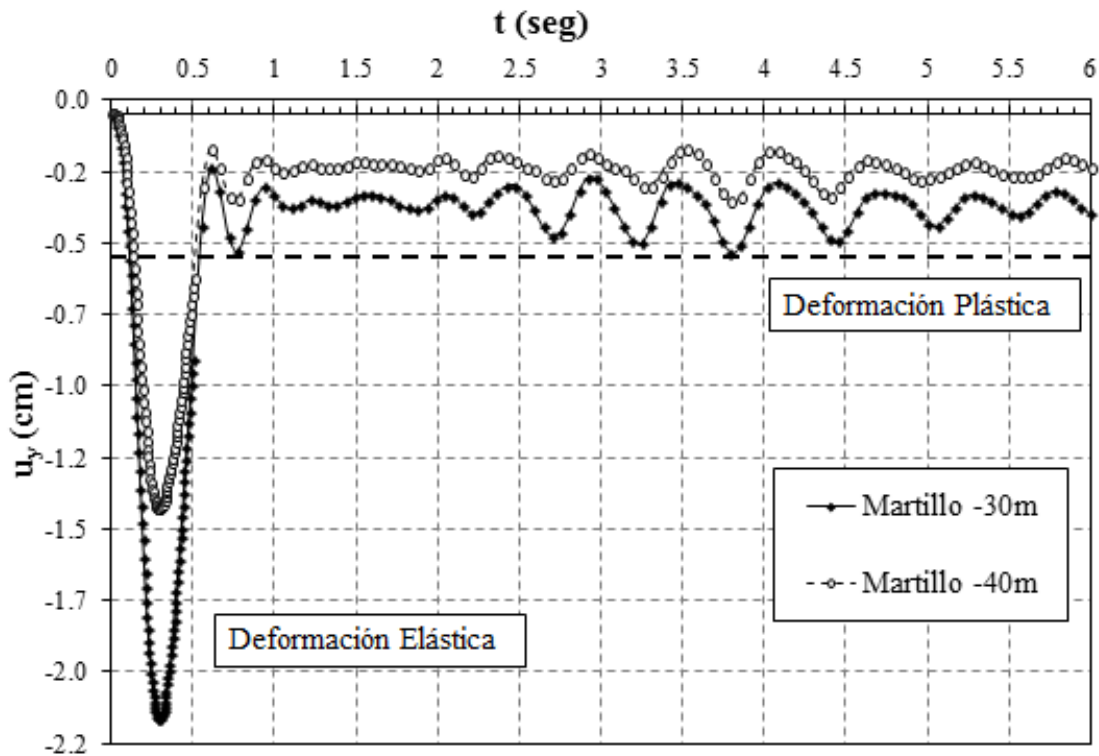


Figure 6.2.6: Desplazamiento del pilote para 1 golpe.

la resistencia por punta no supera los  $1000kPa$ , se trata de un pilote tipo flotante.

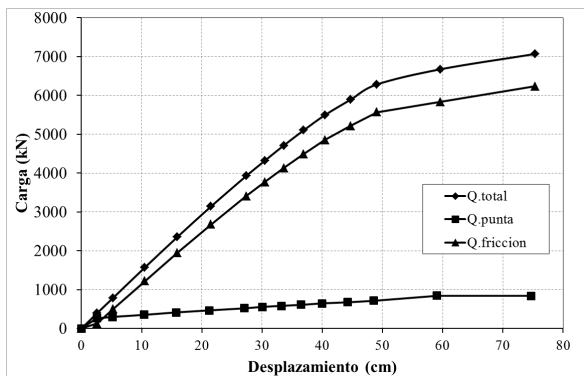


Figura 6.3.1: Carga total última.

### 6.3.2. Curva analítica carga-desplazamiento vertical del pilote

A su vez, se efectuó un cálculo analítico de la carga desplazamiento vertical del pilote en estudio.

Como primer paso es necesario definir algunos conceptos.

$G_{ref}$  es el módulo de corte inicial de referencia de acuerdo a la ecuación (6.3.1), para arcillas con  $I_p = 0 \sim 50$ [23], siendo  $A$  un parámetro de ajuste entre 47,4 y 104.

$$G_{ref} = A \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{(1 + e)} (p_{ref})^{0,5} \quad (6.3.1)$$

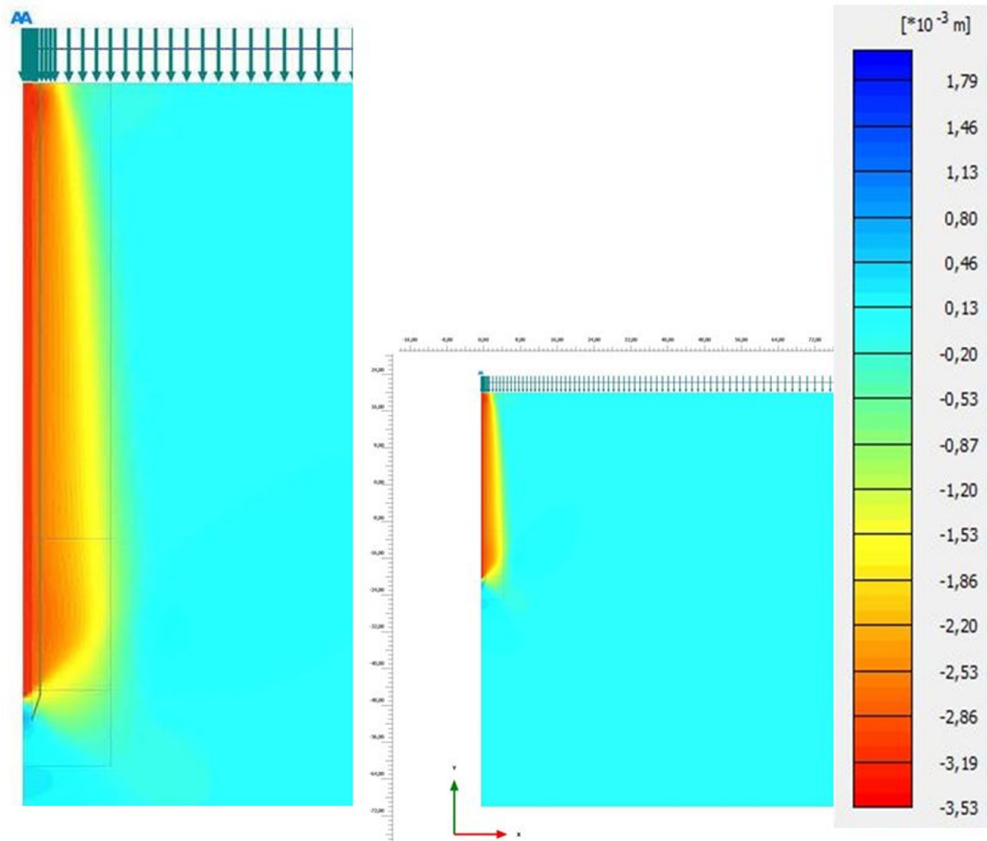
El cual es comunmente calculado mediante la ecuación (6.3.2).

$$G_{ref} = \frac{E_{50}}{2(1 + \nu)} \quad (6.3.2)$$

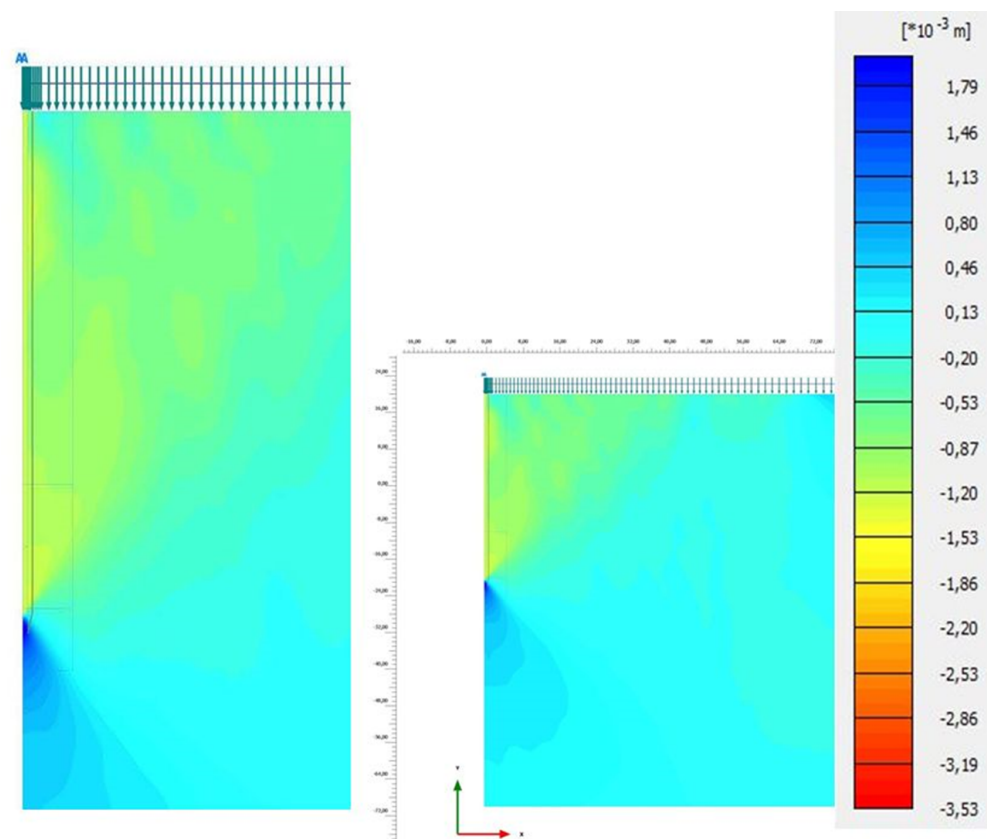
Luego el módulo de corte es ajustado a  $G_0$  en función de la profundidad mediante la ecuación (6.3.3).

$$G_0 = G_{ref} \left( \frac{1 + 2K_0}{3} \frac{\sigma_v}{p_{ref}} \right)^{0,5} \quad (6.3.3)$$





(a)  $u_y$  debido al impacto del martillo para una profundidad de -40m.  $t = 0,5 \text{ seg.}$



(b)  $u_y$  posterior al impacto para una profundidad de -40m.  $t = 5,5 \text{ seg.}$

Figura 6.2.7: Resultados de las etapas de las simulaciones.

El desplazamiento vertical  $\delta$  se obtiene por interacción de la distorsión  $\gamma$  dependiendo de la tensión de corte  $\tau$  actuante en el eje radial mediante las ecuaciones (6.3.6), (6.3.5) y (6.3.4) respectivamente.

$$\gamma = \frac{\tau}{G_0} = \frac{\tau_0 R}{G_0 r} \quad (6.3.4)$$

$$\tau = \tau_0 \frac{R}{r} \quad (6.3.5)$$

donde  $\tau_0$  es la tensión de corte actuante en el fuste de un pilote de radio  $R$  y  $r$  un radio mayor a  $R$ .

$$\delta = \int_R^{r_m} \frac{\tau_0 R}{G_0 r} dr = \frac{\tau_0 R}{G_0} \ln \left( \frac{r_m}{R} \right) \quad (6.3.6)$$

donde  $r_m$  es una distancia radial límite para la que se asume distorsión nula, que se calcula con la ecuación (6.3.7).

$$r_m = 2L(1 - \nu) \quad (6.3.7)$$

donde  $L$  es la longitud del pilote y  $\nu$  es el coeficiente de Poisson.

Previo al cálculo de los desplazamientos se corrigieron los valores de  $G_{ref}$  identificando dos rangos de valores coincidentes con las distorsiones de corte experimentadas. El primer rango de valores llamado rango de servicio involucra a los valores de  $\gamma$  producto de las cargas de servicio admisibles, menores a  $P = 3150kN$  (coincidente con un  $FS \geq 2$ ). En cambio, el rango de falla corresponde a todos los valores superiores al anterior. Ingresando al gráfico de la Figura (6.3.2) con los valores de  $\gamma$  tomados de los resultados del modelo de elementos finitos, fue posible obtener un coeficiente corrector de  $G_{ref}$ .

Se puede observar en la Figura (6.3.2) como el módulo de corte disminuye considerablemente al aumentar las deformaciones de corte  $\gamma$ .

La relación carga-desplazamiento vertical

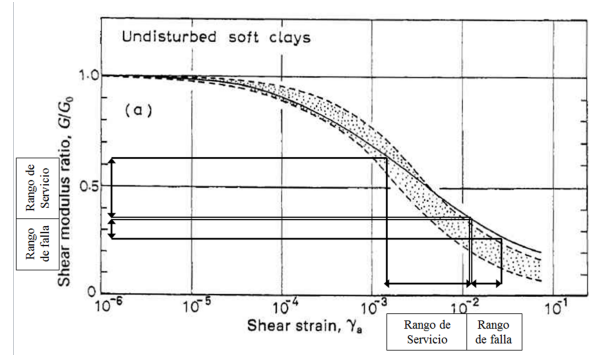


Figura 6.3.2: Módulo de corte-deformación de corte [23].

total se define mediante la ecuación (6.3.8), donde el primer término corresponde al aporte dado por la punta, y el segundo término por la fricción.

$$P(\delta) = P_p(\delta) + P_f(\delta) \quad (6.3.8)$$

La relación entre la reacción del fuste y desplazamiento vertical puede aproximarse mediante la ecuación (6.3.9).

$$P_f(\delta) = 2\pi R \frac{h \cdot \delta}{\frac{1}{K_f} + 0,9 \cdot \frac{\delta}{f}} \quad (6.3.9)$$

La rigidez inicial unitaria del fuste puede calcularse con la ecuación (6.3.10).

$$K_f = \frac{G_0}{R \cdot \ln \left( \frac{r_m}{R} \right)} \quad (6.3.10)$$

y  $f$  de acuerdo a la ecuación (6.1.3) anteriormente definida.

Asimismo, la relación entre carga y desplazamiento se aproxima mediante la ecuación

$$P_p(\delta) = \frac{\delta}{\frac{1}{K_p} + 0,9 \cdot \frac{\delta}{Q_p}} \quad (6.3.11)$$

y  $Q_p$  de acuerdo a la ecuación (6.1.6), previamente definida.

La rigidez inicial de la punta puede ser calculada por la ecuación (6.3.12).

$$K_p = 2\pi \frac{G_0}{1 - \nu} R \quad (6.3.12)$$

Se observa en la Figura (6.3.3) las curvas carga-desplazamiento vertical para diferentes variaciones de  $s_u$  y de  $G_{ref}$ .

Los resultados del análisis realizado para los diferentes valores de  $s_u$  y  $G_{ref}$  se pueden apreciar en la Figura (6.3.3). Se observa que el valor de  $Q_u$  del modelo analítico se encuentra limitado por  $s_u$ , definida por la ecuación (6.1.5). Mientras que la amplitud e inclinación de la curva definida en (6.3.8) pueden ser ajustadas con una variación de  $G_{ref}$ , específicamente con el parámetro  $A$ .

Por consiguiente, el procedimiento para determinar los desplazamientos verticales de un pilote flotante en una arcilla normalmente consolidada en la Cuenca de Malvinas Oriental puede resumirse en 4 etapas:

1. Calcular  $G_{ref}$  mediante la ecuación (6.3.1) con  $A = 47,4$ .
2. Ajustar  $G_{ref} = p.G_{ref}$ , siendo en este caso  $p = 0,53$  el promedio de distorsiones para el rango de servicio obtenido graficamente de la Figura (6.3.2).
3. Ajustar el valor de  $s_u$  calculado mediante la ecuación (6.1.5) como  $0,70.\gamma'.z$ .

Se puede observar en la Figura (6.3.3) (b).

## 6.4. Análisis de un Pilote bajo la acción de una carga lateral

El cíclico que las solicitaciones laterales (y su combinación con solicitaciones verticales) debido a las tormentas de diseño produce sobre la estructura de fundación y la consecuente degradación de las propiedades de resistencia del suelo son analizadas de acuerdo a [35], y a [50] mediante la ecuación diferencial (6.4.1) de una viga-columna apoyada sobre resortes.

$$E_p I_p \frac{d^4 y}{dx^4} + P_x \frac{d^2 y}{dx^2} - p + W = 0 \quad (6.4.1)$$

El primer término involucra la rigidez flexional del pilote, el segundo término la carga axial aplicada al pilote, el tercer término la resistencia del suelo por unidad de longitud, y el cuarto término la carga distribuida a lo largo del pilote. Esta ecuación diferencial puede ser resuelta mediante la aplicación del método de las diferencias finitas. Se considera al pilote como la suma de elementos discretos, los cuales tienen asignados resortes que actúan como amortiguador de la presión ejercida sobre el suelo, en función de la profundidad, Figura (6.4.1a). Los resortes responden a una curva de presión-deflexión ( $p - y$ ) que permite simular un proceso de carga del tipo parabólico hasta el 72% del valor último, luego una descarga lineal hasta alcanzar un valor de plastificación que permanece constante con el aumento de los desplazamientos, de acuerdo a la Figura (6.4.1b) y las ecuaciones (6.4.2), (6.4.3), y (6.4.4). El valor límite de 72% se corresponde para la máxima carga del tipo cíclica que puede absorber el suelo. Este método fue validado por una serie de ensayos en escala real in situ bien documentados.

Los parámetros que actúan como variables involucradas para la descripción de la curva de amortiguamiento  $p - y$  en la respuesta otorgada son el diámetro  $D$  del pilote, la resistencia no drenada  $s_u$  del estrato de suelo, la densidad efectiva del suelo  $\gamma'$ , y un factor adimensional de ajuste  $J$ .

$$p_{ult} = 9.s_u.D \quad (6.4.2)$$

$$y_{50} = 2,5.\varepsilon_{50}.D \quad (6.4.3)$$

$$Z_R = \frac{6.s_u.D}{\gamma'.D + J.s_u} \quad (6.4.4)$$

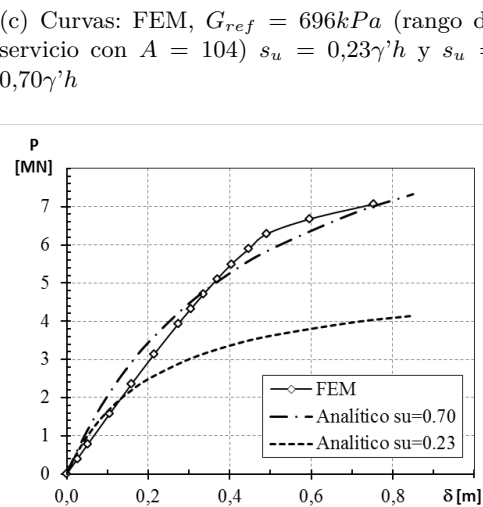
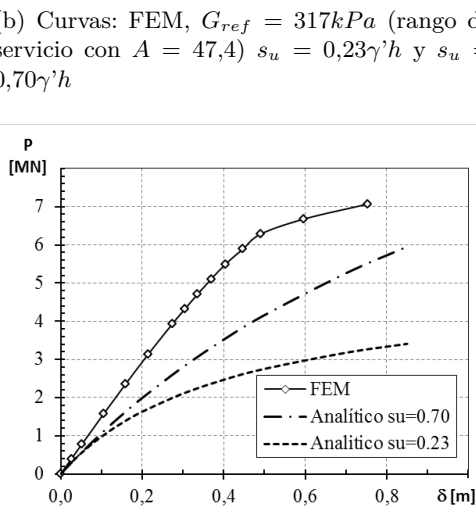
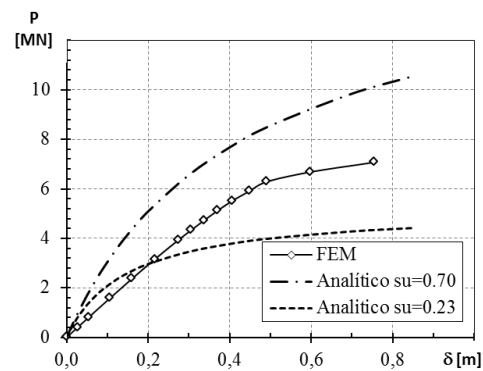
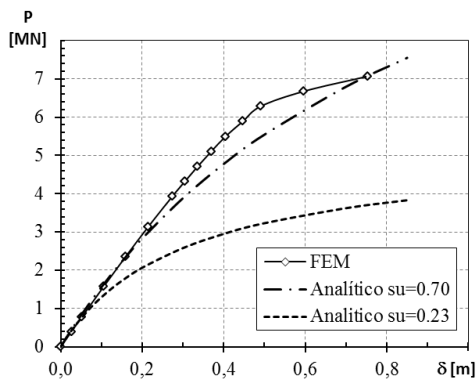
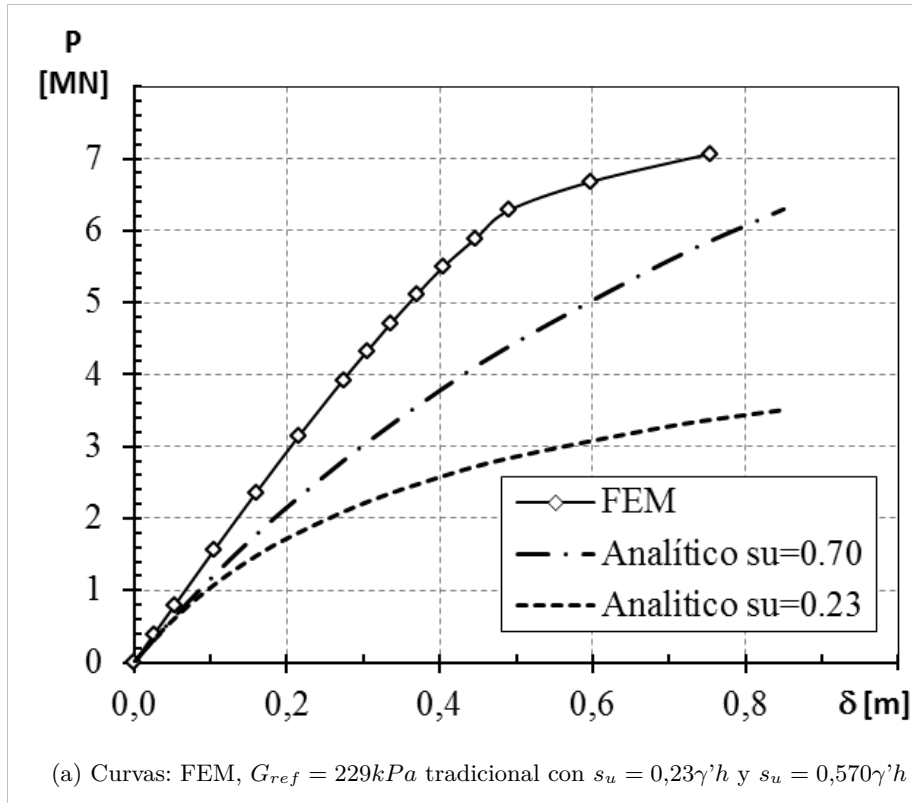
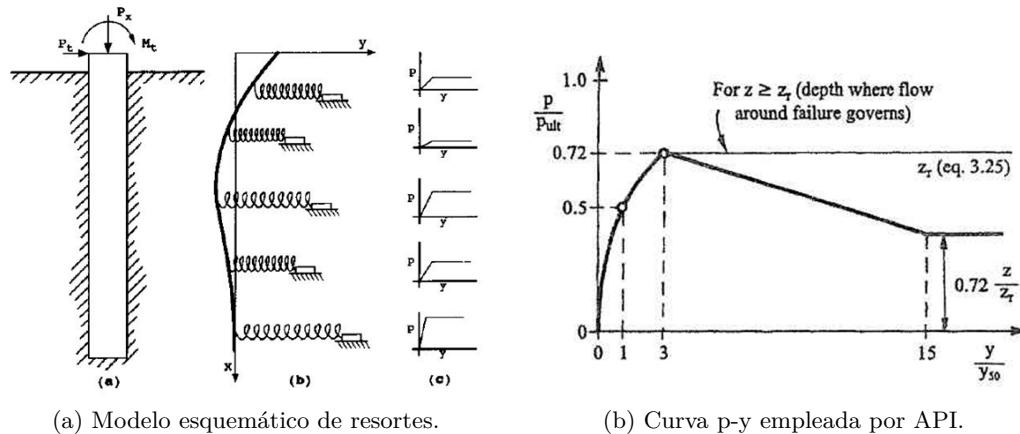


Figure 6.3.3: Comparación curvas carga-desplazamiento vertical teórica y elementos finitos.



(a) Modelo esquemático de resortes.

(b) Curva p-y empleada por API.

Figure 6.4.1: Modelo de Resorte y Curva p-y API. [50]

De esta manera es posible para cada profundidad graficar la tensión del suelo circundante en  $kN/m$  en función de la deflexión horizontal del pilote en  $m$ .

Se analiza el pilote simulando las cargas dinámicas máximas actuantes en su etapa de servicio para una tormenta de diseño de 100 años como cargas estáticas, de acuerdo a lo calculado en el Capítulo 4.

El cálculo se desarrolla con la asistencia del software Lpile 6.0<sup>3</sup>. En el mismo se establecen dentro de una serie de opciones de criterios de cálculo, tanto las características mecánicas del pilote (módulo de elasticidad del material, longitud y diámetro), como los parámetros del suelo y la cantidad de ciclo de carga a los que estará expuesto el pilote.

Siguiendo con el análisis recomendado por la guía API se utilizó el criterio de cálculo que ofrece el software: “API de una arcilla blanda con J definido por el usuario (para cargas cíclicas y su generación de curvas p-y)”. Es necesario ingresar como datos de entrada el peso unitario efectivo del suelo, la resistencia no drenada, el valor de deformación para el 50% del modulo de elasticidad del suelo, y el parámetro adimensional  $J^4$ . De acuerdo a la DNV-CN30-

4 es correcto utilizar un valor de 0,5 para arcillas blandas normalmente consolidadas. Luego, se aplican los estados de carga que solicitan al pilote, que son las reacciones calculadas previamente indicados en la Tabla (4.5) tanto para la infraestructura frontal como para la infraestructura posterior (Foreward Leg / Backward Leg).

Debido a que las muestras ensayadas en laboratorio con el cual se calibraron los valores alcanzó una profundidad máxima de 6m, y el pilote objeto de estudio tiene una cota de fundación de 40m, se subdividió el subsuelo arcilloso en cinco substratos cada 10m de profundidad. De esta manera se obtuvieron valores intermedios de  $s_u$  que permiten la caracterización de los estratos con valores adecuados. El valor establecido en el ensayo triaxial de laboratorio ( $s_u = 7kPa$ ), resulta menor que el calculado mediante la ecuación (6.1.5), válido para una arcilla normalmente consolidada, indicando  $i$  las profundidades medias de los estratos.

De esta manera fue posible obtener el factor de deformación  $\varepsilon_{50}$ . Para validar el factor se procedió mediante el siguiente análisis.

Para una profundidad media del estrato en el cual actúa el pilote, el valor de la resistencia no drenada puede calcularse mediante la

<sup>3</sup>Ensoft.

<sup>4</sup>Variable entre 0,25 y 0,5 de acuerdo a API.

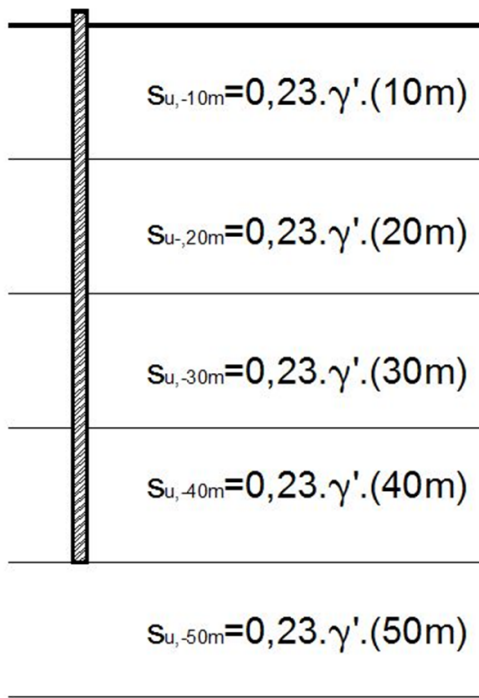


Figure 6.4.2: Substratos del manto de arcilla NC.

ecuación (6.1.5).

$$s_{u20m} = 0,23 \cdot \gamma',10m = 16,88kPa$$

Con los parámetros calibrados previamente se puede calcular un valor de  $E_{50}$

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma_3'}{p_{ref}} \right)^m \quad (6.4.5)$$

Luego es posible estimar un valor del módulo de elasticidad inicial del suelo  $E_i$ , mediante la ecuación (6.4.6)

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f} \quad (6.4.6)$$

A continuación, se puede calcular la deformación de falla, ingresando a la Hipérbola de Kodner. Se obtiene el valor de la deformación de falla  $\varepsilon_f$  a través de la ecuación (6.4.7).

$$\varepsilon_f = \frac{2 \cdot s_u}{E_i(1 - R_f)} \quad (6.4.7)$$

y finalmente un valor para la deformación al

Consistencia de la Arcilla	Valor Promedio [kPa]	$\varepsilon_{50}$
Suelta	< 48	0.020
Media	48 - 96	0.010
Densa	96 - 192	0.005

Tabla 6.2: Valores recomendados de  $\varepsilon_{50}$  [50]

50 %

$$\varepsilon_{50} = \frac{\varepsilon_f}{2} = 0,018$$

Magnitud que se encuentra dentro de los parámetros indicados en la Tabla (6.2) por Peck [50] para arcillas con  $s_u < 48kPa$ .

El software permite, dentro de sus funciones, la generación de las curvas p-y para diferentes profundidades. Las mismas se pueden observar en la Figura (6.4.3). Para las profundidades menores a 5m la tensión se encuentra afectada por una reducción lineal hasta el 72 % de  $Z_R$ , mientras que para profundidades mayores el valor máximo de tensión permanece constante.

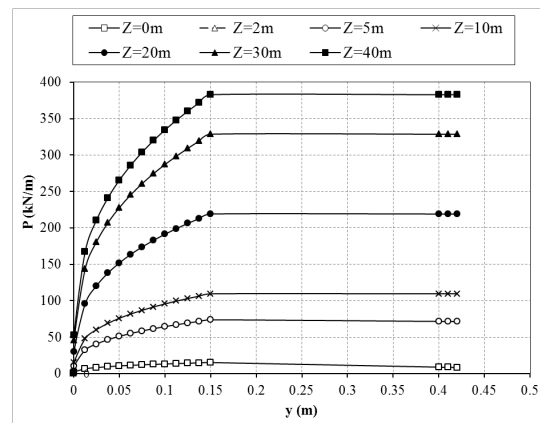


Figure 6.4.3: Curvas p-y para diferentes profundidades.

Complementariamente se observa en la Figura (6.4.4) la curva de deflexión superior - profundidad de penetración, la cual permite verificar si la cota de fundación del pilote y su largo son adecuados, ya que los valores lí-

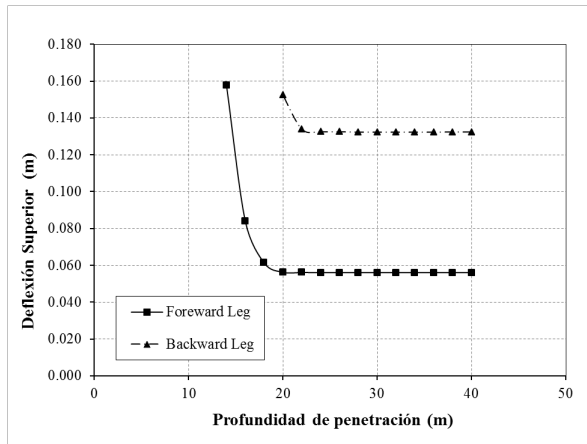


Figura 6.4.4: Deflexión superior-penetración.

mites se encuentran cercanos a los 20m. Esta deflexión también puede observarse en la Figura (6.4.5) c.

#### 6.4.1. Deformaciones y Solicitaciones del Pilote

Los resultados de cálculo se grafican en la Figura (6.4.5) permitiendo evaluar los esfuerzos y deformaciones del pilote, y las tensiones máximas del suelo en función de la profundidad para diferentes estados de carga propuesto. Los desplazamientos y resistencia obtenidos permiten realizar la comparación frente a los máximos admisibles para la estructura y el suelo. Es decir, se establecen rangos y valores máximos dependiendo del estado de carga: operación o extrema, que no deben ser superados. Todo ello en función de los requerimientos admisibles del proyecto tanto para aquellos desplazamientos compatibles en estado de servicio de los conductos extractores de los hidrocarburos en etapa operativa, como de resistencia y deformaciones admisibles de la estructura de la plataforma en su conjunto desde un punto de vista estructural. Esto permite avanzar en la etapa de diseño optimizando dimensiones y cantidad de pilotes, características de materiales a emplear, etc. A su vez, es posible establecer la magnitud del factor de seguridad del

suelo.

Este procedimiento iterativo permite un análisis de tipo cuantitativo simple y veloz, previo a desarrollos mas avanzados de ingeniería de etapas posteriores, donde las incertidumbres de los parámetros geotécnicos de diseño se encuentran acotadas gracias a los resultados de los ensayos de campañas exploratorias en el lugar de emplazamiento definitivo.

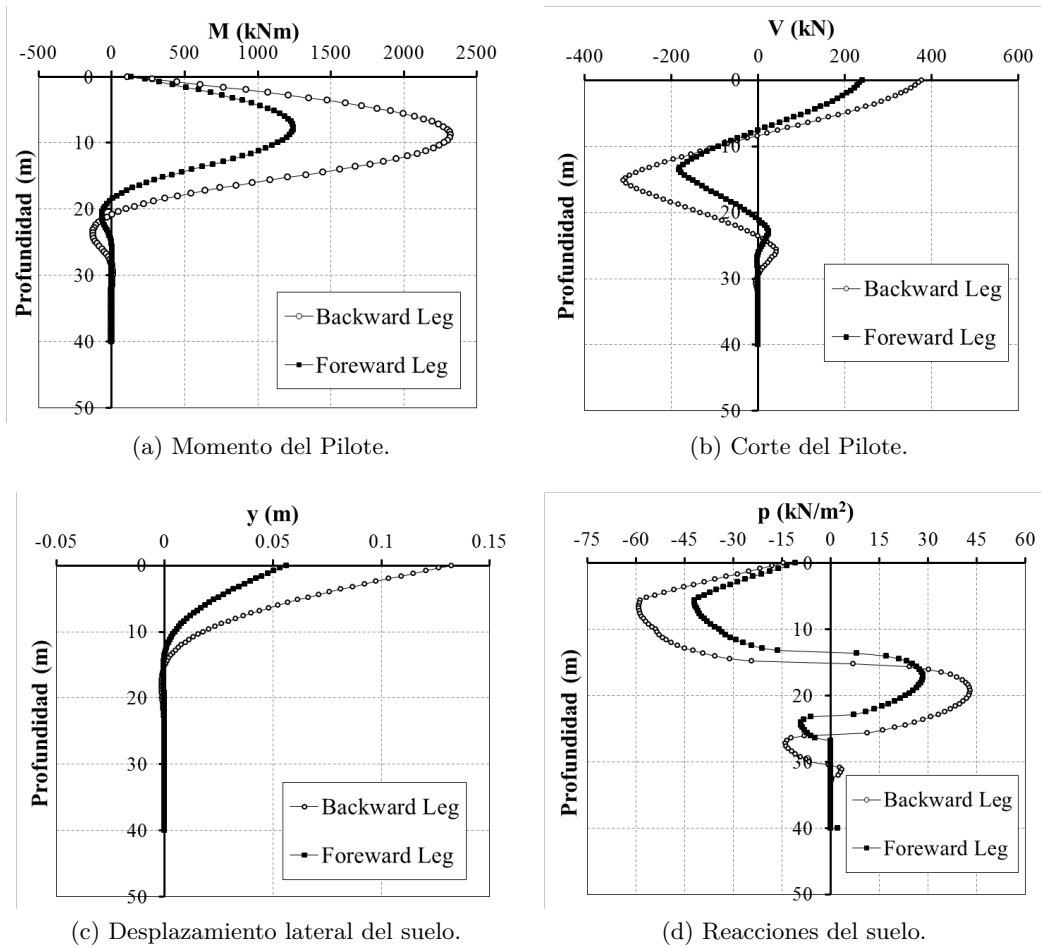


Figura 6.4.5: Resultados de cálculo para fundación delantera y trasera.



## Capítulo 7

# Conclusiones

De acuerdo a la bibliografía consultada, los problemas y modelos planteados, y el análisis de sus resultados; este trabajo ha permitido realizar una primera aproximación a un tema de estudio del que se dispone de una gran cantidad de información pero muy poca de ella generada en Argentina por diversos factores, que escapan a un análisis técnico.

Existe un faltante de estadísticas geomorfológicas de exploraciones realizadas en la Plataforma Continental Argentina de acceso público. Sin embargo, se puede establecer que un 65 % de su extensión está compuesto por arenas, un 12.5 % por gravas (generalmente en coincidencia con la desembocadura de los ríos), un 8 % de arcillas-limosas, 12,5 % se encuentra conformado por conchillas o suelos calcareos, y el restante 2 % por rocas; con una profundidad media de 250m. La Cuenca del Colorado tiene una profundidad media de 200m y un lecho predominantemente de arenas, producto de procesos erosionables. La Cuenca de Malvinas Oriental, en cambio, tiene una profundidad media de 300m y luego aumenta significativamente hasta los 2000m. Su lecho se encuentra conformado principalmente por arcillas-limosas. La Plataforma Argentina tiene la ventaja de ser: inexplorada, extensa, relativamente poco profunda, y no encontrarse sujeta a condiciones ambientales extremas como huracanes, tornados, tsunamis, o acciones sísmicas.

La disponibilidad de registros estadísticos meteorológicos y ambientales permiten lograr

una estimación más precisa de las cargas de diseño; lo que inevitablemente reduciría las incertidumbres que se generan sobre los estados de cargas máximas de serviciabilidad y colapso. Existe poca información estadística para realizar un análisis de cargas factoreado. Las guías de diseño solo pueden ser consideradas como recomendaciones. Tanto API, DNV, e ISO coinciden en el procedimiento de cálculo de las acciones y solo difieren en pequeños detalles en sus enfoques relativos al área geográfica y fenómenos propios de los países que las desarrollan, revisan y actualizan periódicamente. Se advirtió que a pesar de los registros acotados el modelo probabilístico de Weibull permite alcanzar una estimación aceptable de las acciones para las tormentas de 100 años de recurrencias. Los principales productos de las cargas son consecuencia de las cargas muertas y sobrecargas operativas, pero la influencia que generan las cargas ambientales principalmente de sentido lateral, pueden ser condicionantes en el diseño de las fundaciones. La baja profundidad que predomina en la mayor parte de la extensión de la Plataforma Continental Argentina permite simplificar el análisis de carga y considerar las acciones dinámicas como pseudoestáticas.

Las cargas estáticas pueden ser predecidas y controlar la respuesta de las fundaciones en función de tensiones y deformaciones sin mayor complejidad. Sin embargo, el desafío ha quedado demostrado del efecto acumulativo de las

cargas cíclicas (ambientales en su mayoría) que tiende a degradar los parámetros y las variables de estado de los suelos de fundación.

Para el empleo de los suction caisson se debe tener especial recaudo en el control de la succión aplicada para evitar una licuación y/o cavitación por exceso de flujo de infiltración. La presión de poro es una de la variable que permite controlar la etapa de instalación por succión. El modelo de elementos finitos permite determinar el caudal límite a extraer  $q$  para una la instalación por succión con una gran precisión.

La determinación de la resistencia al corte no drenada  $s_u$  para arenas es sensible a la densidad relativa crítica.

La falla por capacidad de carga de un suction caisson depende fundamentalmente a la Densidad Relativa  $D_r$  de la arena y el tipo de falla producida coincide con lo expresado por Vesic. Los valores de resistencia último calculados analíticamente son alcanzadas, pero para desplazamientos extremadamente excesivos. Los desplazamientos para cargas de compresión calculados analíticamente son menores a aquellos resultados obtenidos por los modelos de elementos finitos en un modelo constitutivo Hardening Soil Model. Los valores máximos de tracción alcanzado para una carga no drenada son coincidentes para el calculo analítico y el modelo de elementos finitos. Sin embargo, su resistencia última del suelo se incrementa un 80 % para cargas no drenadas modelas con elementos finitos.

Los pilotes siguen siendo el sistema mas confiable para fundaciones offshore. Los actuales desarrollos tecnológicos permiten muy buenas procedimientos de hinca que aumentan el nivel de confianza en el desarrollo de su vida útil. La calibración de los parámetros de un suelo arcilloso es muy sensible al factor de potencia  $m$ , para el modelo constitutivo Hardening Soil

Model. La recuperación elástica consecuencia del golpe de hinca del martillo es del orden del 76 %. Se corroboran los valores de falla calculados por elementos finitos y de manera analítica para el rango de servicio.

Ligeras variaciones del módulo de corte  $G$  para solicitaciones que generan distorsiones de corte  $\gamma$  de gran magnitud, reflejan significativas dispersiones de la curva de carga-desplazamiento vertical. Las limitaciones a la resistencia última del suelo  $Q_u$  en arcillas dependen exclusivamente de la magnitud de la resistencia al corte  $s_u$ , pudiendo calcularse mediante valores de falla mediante elementos finitos con hasta un 50 % mas de resistencia.

Los Análisis por Elementos Finitos presentan numerosas ventajas frente a los cálculos analíticos, especialmente al permitir incluir geometrías complejas, variaciones en las propiedades del suelo a nivel espacial, modelos constitutivos anisotrópicos y no-lineales, combinaciones de cargas actuantes en simultáneo. Sin embargo sus resultados solo pueden ser aplicados para problemas particulares. La generalización de los resultados de los modelos puede poner en riesgo la seguridad de las plataformas. Se debe tener especial cuidado en el control del error producto de los resultados de las integraciones numéricas. Los software de elementos finitos permiten, mediante un proceso iterativo, ajustar rápidamente parámetros de los modelos constitutivos que mejor representan el problema físico a abordar para el diseño de las fundaciones. Cualquier tipo de ensayos a escala en condiciones controladas de laboratorio pueden incrementar sustancialmente y de manera beneficiosa el diseño y predicción de la respuesta del sistema de fundación a emplear en el suelo de estudio.

Por último, y a modo de aliento, la falta de exploración del subsuelo marino no deja mas que posibilidades de desarrollo en un futuro

para la extracción de hidrocarburos en la vasta extensión de la Plataforma Continental Argentina.

# Bibliografía

- [1] Amdahl (2009), Action and Action effects.
- [2] Andersen, Jostad, Dyvik (2008); Penetration Resistance of Offshore Skirted Foundations and Anchors in Dense Sand.
- [3] Andersen, Jostad, Andersen, Skau (2008); Finite Element Analyses in Offshore Foundation Design.
- [4] API RP 2A-WSD (2000); Recommended Practice Planning, Designing Construction fixed offshore platforms -Working Stress Design.
- [5] Barari, Ibsen (2011); Effect of Embedment on the Vertical Bearing Capacity of Bucket Foundations in Clay.
- [6] Bolton y Lau (1993), Vertical bearing capacity factors for circular and strip footings on Mohr-Coulomb soil.
- [7] Brinch Hansen (1970), A revised and extended formula for bearing capacity.
- [8] British Petroleum, North West Hutton Field, UK.
- [9] Bull (2005); Numerical Analysis and Modelling in geomechanics.
- [10] Byrne (2000); Investigations of Suction Caissons in Dense Sand.
- [11] Cavalotto (2008), Geología. Ambiente Marino.
- [12] Chen, Randolph (2007); Uplift Capacity of Suction Caissons under Sustained and Cyclic Loading in Soft Clay.
- [13] DNV (2012), Comparison of API, ISO and NORSOK Offshore Structural Standards.
- [14] DNV-RP-C205 (2010), Recommended Practice Environmental Conditions and Environmental Loads.
- [15] Doherty, Houlsby, Deeks (2005); Stiffness of Flexible Caisson Foundation Embedded in Non-homogeneous Elastic Soil.
- [16] Energo Engineering (2007), Assessment of Fixed Offshore Platform Performance in Hurricanes Katrina and Rita.
- [17] FHWA-RD-97-068 (1997), Large-Scale Load Test and Data Base of Spread Footings on Sand.

- [18] FHWA (2001), Manual on subsurface investigations NHI-01-031.
- [19] FinnRA (2000); Steel pipe piles.
- [20] Gourvenec, White (2010); Frontiers in Offshore Geotechnics II.
- [21] Haritos Ha (2007), Introduction to the Analysis and Design of Offshore- An Overview.
- [22] Houlsby, Byrne (2004); Design procedure for installation of suction caisson in sand.
- [23] Ishihara (1996), Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics.
- [24] ITEA, Sistemas Estructurales: Plataformas petrolíferas.
- [25] Le Blanc, Randolph (2008), Interpretation of Piezocones in Silt, using Cavity Expansion and Critical State Methods.
- [26] LMS FIUBA (2012), Ensayos in situ (II).
- [27] LMS FIUBA (2012), Rigidez al Corte de las Arcillas.
- [28] LMS FIUBA (2013), Rigidez de las arcillas.
- [29] LMS FIUBA (2013), Rigidez de las arenas Teoría Tensión-Dilatancia.
- [30] LMS FIUBA (2013), Arenas en carga no drenada Carga cíclica Licuación.
- [31] LMS FIUBA (2012), Fundaciones profundas.
- [32] LMS FIUBA (2012), Fundaciones superficiales.
- [33] Martinez Galván, Romo Organista (2011); Capacidad de carga de celdas estructuradas sujetos a momento de volteo: Un método de análisis simplificado.
- [34] Martinez Galván, Romo Organista (2011); Capacidad de carga de celdas estructuradas. Un método simplificado.
- [35] Matlock (1970), Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay.
- [36] NORSOK (2007), N-003, Actions and action effects.
- [37] Norges Geotekniske Institutt.
- [38] Olson, Gilbert (2004); Suction Caissons: Model Tests.
- [39] ONU, Convención de las Naciones Unidas sobre los Derechos del Mar.
- [40] Parker, Violante (1997); El Mar Argentino y sus Recursos Pesqueros, Tomo I Capitulo El Fondo Marino.
- [41] Parker, Violante (2008), Sedimentos en el Palioceno.
- [42] Plaxis 2D (2011); Scientific Manual.

- [43] Plaxis 2D (2011); Reference Manual.
- [44] Plaxis 2D (2011); Material-Models.
- [45] Plaxis 2D (2011); Tutorial.
- [46] Poulos, E.H. Davis (1980), Pile Foundation Analysis and Design.
- [47] Ramos, Turic (1996); Geología y Recursos Naturales de la Plataforma Continental Argentina.
- [48] Randolph, Cassidy, Gourvenec (2005); Challenges of offshore geotechnical engineering.
- [49] Randolph, Wang, Zhou, Hossain (2008), Large Deformation Finite Element Analysis for Offshore Applications.
- [50] Reese, Van Impe (2001); Singles Piles and Pile Groups under Lateral Loading.
- [51] Secretaria de Energia, Ministerio de Planificación Federal Inversión Pública y Servicios.  
<http://energia3.mecon.gov.ar/contenidos/verpagina.php?idpagina=782>
- [52] Servicio de Hidrografía Naval, Carta H-669
- [53] Servicio de Hidrografía Naval
- [54] Servicio Meteorológico Nacional
- [55] Sfriso (2008); Caracterización Mecánica de Materiales Constituidos por partículas.
- [56] Sfriso (2010), Estimación de la resistencia al corte no drenada en arenas.
- [57] Tassoulas, Maniar, Vazquez (2004); Suction Caissons: Finite Element Modeling.
- [58] Techet (2005), Ocean Waves, MIT Ocean Engineering.
- [59] Tran, Randolph, Airey (2007); Installation of Suction Caissons in Sand with Silt Layers.
- [60] U.S. Army Corps of Engineers (1992), Engineering and Design Bearing Capacity of Soils.
- [61] USFOS (2010), Hydrodynamics, "Theory Description of use Verification".
- [62] Vazquez, Maniar, Tassoulas (2010); Installation and Axial Pullout of Suction Caissons: Numerical Modeling.
- [63] Verruijt (2006), Offshore Soil Mechanics.
- [64] Weibull (1951); A Statistical Distribution Function of Wide Applicability.
- [65] [http://oceanexplorer.noaa.gov/explorations/06mexico/background/oil/media/types\\_600.html](http://oceanexplorer.noaa.gov/explorations/06mexico/background/oil/media/types_600.html)
- [66] Wilson (2003), Dynamics of Offshore Structures.
- [67] Zdravkovic, Potts, Jardine (2001); A parametric study of the pull-out capacity of bucket foundations in soft clay.

[68] <http://www.tutiempo.net/clima>

[69] <http://www.windguru.cz/es>

[70] [http://www.inidep.edu.ar/publicaciones/pub\\_especiales/boschi1.htm](http://www.inidep.edu.ar/publicaciones/pub_especiales/boschi1.htm)