



ISSN 0188-7297



ESTABILIDAD DE TALUDES SUMERGIDOS APLICACION A LA ESTABILIDAD DE ESCOLLERAS EN PUERTOS MEXICANOS

Paul Garnica Anguas
José Antonio Gómez López
Mayra Flores Flores
Alfonso Pérez Salazar
José Islam López Bazán

**Publicación Técnica No. 199
Sanfandila, Qro, 2002**

**SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
INSTITUTO MEXICANO DEL TRANSPORTE**

**Estabilidad de taludes sumergidos.
Aplicación a la estabilidad
de escolleras en puertos
mexicanos**

**Publicación Técnica No.199
Sanfandila, Qro. 2002**

Este trabajo fue desarrollado en la Coordinación de Infraestructura del Instituto Mexicano del Transporte por los investigadores Dr. Paul Garnica Anguas, M. en I. José Antonio Gómez López, Ing. Mayra Flores Flores, Ing. Alfonso Pérez Salazar e Ing. José Islam López Bazán Tesista de la Maestría en Vías Terrestres de la Universidad Autónoma de Chihuahua.

Se agradece al Ing. José Miguel Montoya Rodríguez y al Ing. Rolando Madrid Montes de Oca, investigadores de la División de Hidráulica Marítima, la información proporcionada en cuanto a análisis de oleaje y marea correspondiente a Puerto Madero, Chiapas.

Indice

Resumen	III
Abstract	V
Resumen ejecutivo	VII
Introducción	1
1. Metodologías actuales para la estabilidad de taludes sumergidos	
1.1 Análisis de estabilidad de taludes	3
1.1.1 Métodos de equilibrio límite	3
1.1.2 Análisis continuos	3
1.1.3 Análisis de elemento finito	4
1.2 Estabilidad de taludes bajo fuerzas gravitacionales	5
1.2.1 Análisis no drenado	5
1.2.2 Análisis drenado	6
1.2.3 Análisis parcialmente drenado	7
1.3 Estabilidad de taludes bajo fuerzas de oleaje	10
1.3.1 Presiones de fondo inducidas por el oleaje	11
1.3.2 Esfuerzos inducidos por el oleaje en el fondo marino	14
1.3.3 Presiones de poro inducidas por el oleaje transitorio	19
1.3.4 Presiones de poro inducidas por el oleaje residual	23
1.3.5 Análisis de estabilidad de taludes por equilibrio límite	27
Análisis de esfuerzos totales	27
Análisis de esfuerzos efectivos	29
1.3.6 Análisis de estabilidad de esfuerzos totales simplificado	30
1.3.7 Evaluación simplificada de la licuación inducida por el oleaje	31
Análisis de Natajara y Gill	31
Análisis de Ishihara y Yamazaki	34
1.4 Efectos de sismo	36
1.4.1 Introducción	36
1.4.2 Análisis de la estabilidad de taludes por equilibrio límite	38
1.4.3 Evaluación de la licuación potencial	41
1.4.4 Análisis de la licuación potencial con esfuerzos efectivos	46

2.	Estudio paramétrico	
2.1	Estudios previos	49
2.1.1	Levantamiento batimétrico	49
2.1.2	Estudio geotécnico	50
2.1.3	Estudio de refracción de oleaje	57
2.2	Programas de cómputo	60
2.2.1	programa de cómputo SLOPE/W	60
2.2.2	Programa de cómputo PLAXIS	62
2.3	Influencia de la altura del talud	65
2.4	Influencia de la altura de marea	68
2.5	Influencia de las corrientes marinas	70
2.5.1	Análisis de la susceptibilidad a la licuación por oleaje de los depósitos de suelo	70
2.6	Influencia de sismos	78
2.6.1	Análisis de la susceptibilidad a la licuación por sismo de los depósitos de suelo	80
2.7	Influencia del peso de la escollera	88
3.	Exploración de suelos en el mar	
3.1	Suelos costeros	93
3.1.1	Exploración y muestreo	93
3.1.2	Propiedades mecánicas	96
3.1.3	Diseño geotécnico en la costa	97
3.2	Suelos marinos	97
3.2.1	Exploración y muestreo	98
3.2.2	Propiedades mecánicas	104
3.2.3	Diseño geotécnico en el mar	104
3.3	Exploración del subsuelo marino	105
3.3.1	Métodos indirectos de exploración	106
3.3.2	Métodos directos de exploración	109
	Recomendaciones y conclusiones	115
	Referencias y bibliografía	117

Resumen

En este trabajo se presentan las metodologías actuales para el análisis de taludes en obras portuarias, que están sujetos a fuerzas gravitacionales, hidráulicas y de sismo.

Se utilizaron los programas de cómputo “SLOPE/W” y “PLAXIS” con los que se realizó un análisis paramétrico, considerando la influencia de los parámetros del suelo, altura de marea, longitud de ola, altura e inclinación del talud y ubicación de escolleras. Además, se analizó la susceptibilidad a la licuación por oleaje y sismo.

Finalmente se presentan las técnicas de exploración y muestreo de suelos costeros y marinos.

La metodología descrita fue aplicada al caso de Puerto Madero, Chiapas.

Abstract

This document presents the current methodologies to analyze the slopes in ports, taking into account gravity, hydraulic and seismic forces. For doing this, they were used the "SLOPE/W" and "PLAXIS" computer programs. The analysis contemplates the effects of parameters of soil, tide height, wave length, breakwater location, height and inclination of slope. In addition it was studied the susceptibility of liquefaction by surge and seism. All this was applied to the case "Puerto Madero, Chiapas".

Finally, it is presented the techniques to explore marine soils.

Resumen ejecutivo

El desarrollo del país en lo que a transporte se refiere, ha empezado a generar necesidades en cuanto a la creación de nueva infraestructura y mejoramiento de la existente.

Estas necesidades se han presentado en diferentes puertos del país, tal es el caso de Puerto Madero en Chiapas, donde se requiere profundizar los canales de acceso de manera de permitir el paso a embarcaciones mayores a las que actualmente operan, diseñándolo para atender los requerimientos de tecnología de largo plazo del transporte marítimo internacional, que asegure su posicionamiento como punto de concentración y distribución de cargas y mercaderías.

Esta actividad requiere del análisis de la estabilidad de taludes del canal de acceso y de las escolleras existentes ante la posibilidad de profundizar a éste, con la particularidad de tratarse de problemas de taludes sumergidos.

Este trabajo en su primer capítulo, presenta las metodologías existentes para el análisis de taludes sujetos a fuerzas gravitacionales, hidráulicas y de sismo, tanto en la superficie como sumergidos, haciendo hincapié en las fuerzas que actúan en un talud sumergido como el oleaje y la altura de marea, y la manera en que éstas repercuten en las presiones de poro que inducen y su respectiva disipación.

El segundo capítulo titulado “estudio paramétrico” presenta lo relativo a los aspectos: geotécnico, pruebas de penetración estándar, lo concerniente a refracción del oleaje y batimetría; con los resultados obtenidos de los tres estudios anteriores se efectuó un análisis con los programas de cómputo “SLOPE/W” y “PLAXIS” para definir la influencia de variables como; altura del talud, altura de marea, sismo, peso y ubicación de la escollera, corrientes marinas, analizándose también la susceptibilidad a la licuación por oleaje y sismo. En esta parte se consideran todos los resultados de la exploración y muestreo así como de la realización de las cuatro pruebas de penetración estándar efectuadas en playa oriente y poniente en Puerto Madero Chiapas, las cuales se llevaron hasta profundidades de 15 m. Además, se consideró toda la información correspondiente a batimetría y refracción por oleaje la cual fue producto de la instrumentación que se realizó en el puerto así como del análisis correspondiente a oleaje. Se hicieron análisis del comportamiento del puerto para condiciones actuales, así como para la prolongación de las escolleras en línea recta y con inclinación de 45°.

El tercer capítulo “exploración de suelos en el mar” presenta las técnicas de exploración y muestreo de suelos costeros y marinos con el ciclo completo de la Geotecnia, es decir; trabajos de campo (geología, exploración y muestreo), trabajos de laboratorio (propiedades mecánicas e índice), y diseño (cargas ambientales, respuesta de cimentaciones, análisis de comportamiento, etc.) además se trata el tema de la exploración del subsuelo marino.

En el estudio se llegaron a conclusiones como las siguientes:

Las características geotécnicas de los materiales encontradas en los cuatro sondeos exploratorios realizados, se tomaron como base para formar el modelo de estudio para ser utilizado en el análisis de estabilidad.

Al comparar los resultados de licuación por oleaje en condiciones actuales y en condiciones de proyecto, se observa que el factor de seguridad mayor es para la opción de prolongar la escollera 732 m con inclinación de 45°, aunque aún, para las condiciones actuales el factor de seguridad es alto, mayor de 10. Se recomienda realizar el dragado del canal de acceso a la profundidad de -16.0 m con taludes 5:1.

La probabilidad de licuación por sismo del suelo es baja para aceleraciones del orden de 0.24 g o menores. Para aceleraciones mayores, es probable que ocurra licuación en algunos estratos del depósito de suelo. Esto induciría algunos asentamientos y reacomodos en el material de los taludes pero sin causar la falla total de los mismos. Dichas deformaciones serían provocadas por fallas locales de los taludes en cuyo caso será necesario efectuar trabajos de mantenimiento.

La exploración y el muestreo de suelos en las costas es una actividad que requiere ser diseñada, planeada y programada ingenierilmente. Debe considerarse que el programa se tiene que revisar continuamente, con objeto de utilizar la mejor técnica o herramienta para el caso particular. Un ahorro mal entendido en cuanto a la extensión de los trabajos de exploración puede convertirse en un gasto mayor, ya que podrían ser escogidos parámetros inapropiados para el análisis, trayendo como consecuencia problemas serios de operación en el puerto.

Los análisis presentados en este trabajo están basados en estudios batimétricos, de refracción de oleaje y en los resultados de las pruebas de laboratorio, y aplican para las condiciones encontradas al momento de la exploración.

Introducción

El desarrollo del país en lo que a transporte se refiere, ha empezado a generar necesidades especiales en cuanto a la creación de la nueva infraestructura y mejoramiento de la existente. Tal es el caso de Puerto Madero en Chiapas, donde se requiere profundizar el canal de acceso al puerto industrial de manera que permita el paso de embarcaciones mayores. Tal actividad requiere del análisis de la estabilidad de los taludes y las escolleras existentes ante la posible profundización del canal, con la particularidad de tratarse de problemas de taludes sumergidos.

Puerto Madero se localiza al sureste de la República Mexicana, en el Estado de Chiapas, en la costa del Océano Pacífico, cerca de la frontera con la República de Guatemala, a 28 km. de Tapachula, en las coordenadas geográficas 14°32' de latitud norte y 92°25' de longitud oeste.

En la región aflora una amplia secuencia del Mesozoico y Cenozoico constituida principalmente por rocas sedimentarias marinas que se encuentran plegadas y afalladas. Esta secuencia descansa sobre un basamento cristalino del Precámbrico y Paleozoico que aflora al sureste de la misma región, en donde las rocas cristalinas de estas eras forman un complejo batolítico y metamórfico que constituye el núcleo de la Sierra del Soconusco.

El puerto fue planeado para actividades comerciales y pesqueras. La construcción de las escolleras Oriente y Poniente, así como el dragado del canal y dársenas se inició en 1972.

En 1975 el puerto se abrió a la navegación e inició sus operaciones para las cuales fue creado. En la Figura I.1 se presenta la disposición y periodos de construcción de las estructuras portuarias que integran el puerto. Desde entonces se han presentado problemas de azolvamiento en la costa Oriente y canal de acceso y de erosión en la costa Poniente. Lo anterior, es debido a que los primeros 100 m de la escollera Oriente es permeable y parte de la arena que se mueve de oriente a poniente pasa por los huecos del enrocamiento de la escollera oriente, depositándose la arena en el canal de acceso. Para reducir los problemas de sedimentación en el canal de acceso de 1978 a 1979 se prolongó la escollera Oriente en 40 m, pero debido a que los problemas de sedimentación en el canal continuaron, de 1988 a 1989 se volvió a prolongar la escollera oriente 115 m (Figura I.1).

Para resolver el problema de erosión en la costa poniente, en el proyecto original se contempló la construcción de 17 espigones que protegieran el poblado de Puerto Madero, éstos se construyeron y a pesar de ello se presentaron problemas de erosión a lo largo de la costa poniente debido a las longitudes de los espigones y a los efectos de oleaje, una longitud mayor sería eficiente a un alto costo. Posteriormente, se construyó una protección marginal que ha permitido estabilizar parcialmente la línea de playa en las zonas aledañas a la escollera poniente.

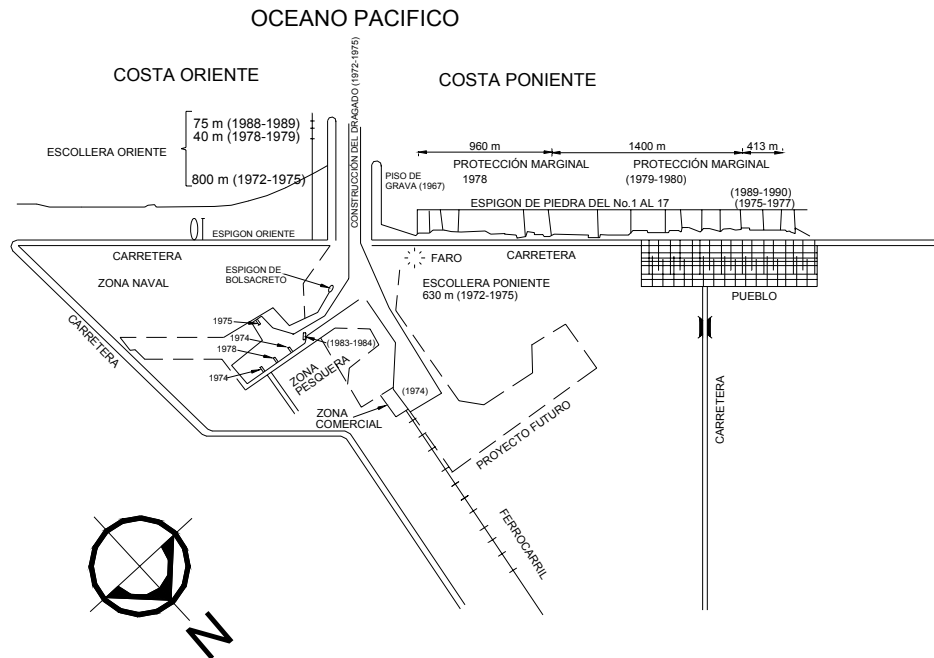


Figura I.1 Arreglo general del puerto y etapas de construcción de las obras exteriores e interiores

En el presente trabajo se analizan las condiciones actuales de las escolleras así como la prolongación de la escollera oriente en 732 m con el fin de que disminuya el asolvamiento, además, de que las condiciones de oleaje en el canal de acceso serían favorables a la navegación.

Objetivos

- Recopilar y analizar los métodos existentes para la estabilidad de taludes sumergidos.
- Realizar un estudio paramétrico para definir la influencia de variables como; altura del talud, altura de marea, sismo, peso y ubicación de la escollera y las corrientes marinas.
- Identificar las técnicas más adecuadas para la exploración de suelos en el mar.

1 Metodologías actuales para la estabilidad de taludes sumergidos

1.1 Análisis de estabilidad de taludes

Existen por lo menos tres métodos analíticos que pueden ser utilizados para analizar la estabilidad de taludes sujetos a fuerzas gravitacionales, hidráulicas y de sismo; de equilibrio límite, solución con mecánica de medios continuos y análisis de elemento finito. Estos métodos suponen generalmente condiciones de deformación plana para simplificar el problema.

1.1.1 Métodos de equilibrio límite

Son los métodos más utilizados ampliamente para el análisis de la estabilidad de taludes y han sido usados por varias décadas para taludes terrestres sujetos a fuerzas gravitacionales (Terzaghi 1943, Taylor 1948, Bishop 1955, Morgenstern y Price 1965, Janbu 1973). Seed y Martin (1966), entre muchos otros han desarrollado modificaciones para tomar en cuenta las cargas por sismos. Henkel (1970) desarrolló la aplicación de métodos de equilibrio límite a la inestabilidad inducida por el oleaje en los taludes marinos.

El principio básico que incluyen este tipo de análisis es el cálculo de los momentos o fuerzas actuantes y los momentos o fuerzas resistentes. En un análisis determinístico, el factor de seguridad contra la falla es tomado como la relación entre las fuerzas resistentes y los momentos o fuerzas actuantes. El talud es considerado estable si el factor de seguridad es mayor que uno. La no-determinación del factor de seguridad puede ser causa de probables desplazamientos en taludes estables o fallados. Se pueden realizar también análisis probabilísticos (Rahman y Iyas 1985), en los cuales se toman en cuenta las incertidumbres de la carga y la resistencia al esfuerzo cortante de los sedimentos. El resultado de estos análisis es una relación entre la probabilidad de falla y el ancho y profundidad de la superficie de falla.

1.1.2 Análisis continuos

Un número de procedimientos basados en soluciones analíticas para mecanismos elásticos o viscoelásticos y continuos, han sido desarrollados para calcular los esfuerzos y desplazamientos debidos al oleaje en los océanos (e.g. Hsiao y Shemdin 1980, Seed y Rahman 1977, Yamamoto 1978), y para la excitación producida por los sismos (Seed e Idriss 1971). Muchas de estas soluciones asumen que el suelo es un espacio semi-infinito, elástico y homogéneo o solo una capa elástica homogénea de espesor finito. Sin embargo, análisis recientes consideran suelos no homogéneos (Booker et. al. 1985 a.b.) o capas con perfiles anisotrópicos (Small y Booker 1982) para ser considerados sin cálculos excesivos.

Se han hecho análisis considerando el comportamiento no elástico por Schapery y Dunlap (1978) y Bea et. al. (1983).

El principio fundamental utilizado en estos análisis continuos es el cálculo del esfuerzo cortante desarrollado por el suelo a diferentes profundidades por cargas de oleaje o de sismo y compararlos con la resistencia al esfuerzo cortante del suelo a las correspondientes profundidades, tomando en consideración los posibles efectos de cargas cíclicas y/o dinámicas en la resistencia al esfuerzo cortante. Se considera que ocurre la falla si los esfuerzos cortantes son mayores que la resistencia al esfuerzo cortante.

1.1.3 Análisis de elemento finito

El análisis de elemento finito ha sido usado ampliamente por varios años para calcular la respuesta de los depósitos de suelo ante sismos (e.g. Seed e Idriss 1969, Lysmer et. al. 1975), y oleaje (Arnold 1973, Kraft y Watkins 1976, Wright y Dunham 1972, Wright 1976). En el primer caso, la selección de las dimensiones generales del modelo del elemento finito y el tipo de fronteras empleadas son muy importantes. Para evitar la reflexión espuria de los esfuerzos de oleaje en las fronteras laterales estables, se usan fronteras artificiales de transmisión que proporcionan un medio por el cual la energía de los esfuerzos de oleaje se absorbe.

Para el análisis de la respuesta del lecho marino a cargas de oleaje, el suelo bajo una ola particular es caracterizado por elementos finitos extendiéndose a la máxima profundidad del movimiento previsto. Las fronteras laterales del modelo de elemento finito son llamadas condiciones de frontera congruentes con la suposición de un grupo finito de olas planas. Las cargas producidas por los cambios de presión en el lecho marino son aplicadas como cargas estáticas en la parte superior de la malla del elemento finito, y son calculados los desplazamientos y esfuerzos correspondientes. En efecto, el oleaje es congelado en posición como una carga estática de superficie.

Para que la evaluación de la estabilidad sea significativa, el análisis de elemento finito debe emplear una relación esfuerzo–deformación no lineal del suelo. Las curvas esfuerzo deformación no lineales son comúnmente usadas con técnicas de incrementos e iteración, para calcular el módulo elástico lineal equivalente en cada elemento consistente con el esfuerzo cortante inducido por el oleaje. Un modelo comúnmente usado es el sugerido por Duncan y Chang (1970), el cual utiliza una curva esfuerzo–deformación hiperbólica para describir el comportamiento del suelo bajo cargas monotónicas (Wright 1976). Sin embargo, estos modelos elásticos no lineales generalmente no son compatibles con análisis que incluyan zonas substanciales de falla en el suelo, ya que estos no describen exactamente la naturaleza plástica del comportamiento del suelo a la falla. Idealmente, un modelo de suelo debería incorporar los efectos de la plasticidad cíclica, pero este tipo de modelo es generalmente muy complejo para análisis rutinarios.

Una de las mayores ventajas del análisis de elemento finito es que predice los movimientos en el fondo del mar así como también proporciona un buen indicador de la estabilidad general, además ofrece ventajas sobre otros métodos ya que maneja el comportamiento del suelo como no homogéneo o anisotrópico de una manera directa. Sin embargo, el método también tiene dificultades en términos del esfuerzo requerido para la preparación de la información y la dificultad de asignar parámetros al suelo teniendo una exactitud consistente con el grado de refinamiento del análisis.

1.2 Estabilidad de taludes bajo fuerzas gravitacionales

Existen una amplia variedad de métodos para analizar la estabilidad de taludes bajo fuerzas gravitacionales (Chaney 1984). Muchos están basados en los métodos de equilibrio límite y pueden incluir superficies circulares de falla (Bishop 1955) o superficies de falla no circulares (e.g. Morgenstern y Price 1965, Janbul 1973). Sin embargo para muchos taludes submarinos los cuales son tendidos y extensos, un análisis de talud infinito, en el cual se supone que la falla puede ocurrir en un plano o planos paralelos a la superficie, es generalmente adecuado. Morgenstern (1967) señala que los datos disponibles con respecto al perfil del talud, de los sedimentos y el mecanismo de iniciación son generalmente insuficientes para garantizar un análisis más refinado.

Se requiere analizar por lo menos tres condiciones:

- a) La condición no drenada, la cual puede ser relevante para los casos de depositación rápida o erosión.
- b) La condición drenada, en la cual no existe exceso de presión de poro.
- c) La condición parcialmente drenada, en la cual ha ocurrido la disipación de la presión de poro pero el exceso de presión de poro aún existe. Alternativamente, estos casos pueden darse por el desarrollo de exceso de presión de poro debido a la generación de gas asociado con la descomposición de material biológico.

1.2.1 Análisis no drenado

Este análisis es el más conveniente cuando se usa el método de esfuerzos totales. Una dovela típica de un talud se muestra en la Figura 2.1 (Morgenstern 1967). De la consideración del equilibrio del talud en el punto de falla, resolviendo las fuerzas paralelas al talud:

$$c_u \ell = W' \text{ sen } \alpha \quad (1.1)$$

Donde c_u es la resistencia al esfuerzo cortante sin drenar, W' es el peso efectivo de la dovela y ℓ es la longitud en la base de la dovela.

La Ecuación 1.1 puede ser reducida a la siguiente forma:

$$\text{Sen } 2\alpha = 2c_u / \sigma_{v0}' \quad (1.2)$$

Donde σ_{v0}' es la presión de sobrecarga efectiva in-situ a la profundidad h en el sedimento = $\gamma'h$ en donde γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo.

Para sedimentos blandos normalmente consolidados c_u/σ_{v0}' puede ser del orden de 0.2 por lo tanto de la Ecuación 1.2 el máximo valor de α es aproximadamente 12 grados. Por supuesto, sedimentos sobreconsolidados y los que presentan cementación pueden soportar taludes substancialmente grandes.

Para un ángulo de talud α dado, el factor de seguridad convencional (la relación de la resistencia al esfuerzo cortante disponible a los esfuerzos de corte) puede ser:

$$F = \frac{2}{\text{sen } 2\alpha} \left[\frac{c_u}{\sigma_{v0}'} \right] \quad (1.3)$$

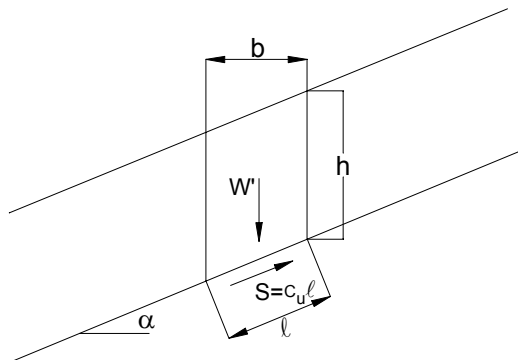


Figura 1.1 Equilibrio de un talud infinito bajo condiciones no drenadas

1.2.2 Análisis drenado

La Figura 1.2 muestra una dovela típica de un talud, y considerando el equilibrio horizontal y vertical de la dovela, el ángulo de falla del talud es:

$$\tan \alpha = \tan \phi' + \frac{c'}{\gamma' h} \sec^2 \alpha \quad (1.4)$$

Donde ϕ' es el ángulo de fricción interna del suelo en condiciones drenadas, c' es la cohesión del suelo drenado, γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo, y h es la altura de la dovela.

Para sedimentos normalmente consolidados, en los cuales c' puede ser aproximadamente cero, el ángulo de falla del talud es aproximadamente igual al ángulo de fricción drenada ϕ' . Ya que ϕ' es usualmente mayor de 20 grados, parece que la falla drenada bajo fuerzas gravitacionales es improbable para la mayoría de los taludes submarinos. Morgenstern (1967) notó que, bajo condiciones drenadas la movilidad de los sedimentos submarinos es pequeña, y que estos pueden mantenerse en reposo con ángulos ligeramente menores que el ángulo ϕ' . Un caso en el que la falla drenada puede ser de más interés, es cuando el talud ha fallado o se ha movido sustancialmente, esto reduce el ángulo de fricción drenada a lo largo de la zona de deslizamiento al valor residual, lo cual puede ser menor de 10 grados en algunos casos.

El factor de seguridad F de un ángulo de talud α esta dado por:

$$F = \frac{1}{\sin \alpha \cos \alpha} \left[\frac{c'}{\gamma' h} + \cos^2 \alpha \tan \phi' \right] \quad (1.5)$$

Para $c'=0$ la Ecuación 1.5 se reduce a la expresión familiar

$$F = \tan \phi' / \tan \alpha \quad (1.6)$$

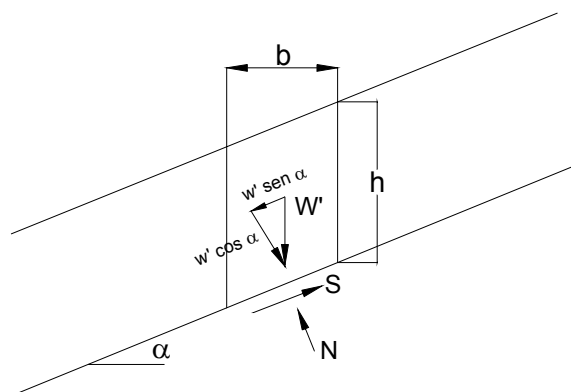


Figura 1.2 Equilibrio de un talud infinito bajo condiciones drenadas

1.2.3 Análisis parcialmente drenado

En la Figura 1.3 se muestra una dovela típica de este caso la cual difiere de la Figura 1.2 únicamente en un exceso de presión de poro u^+ existente a la profundidad h . Suponiendo que no ocurre filtración a través del elemento,

considerando el equilibrio del elemento en este caso se obtiene la siguiente expresión para el ángulo de talud α en el cual la falla ocurre:

$$\beta \tan^2 \alpha - \tan \alpha + (\beta + \tan \phi') = 0 \quad (1.7)$$

Donde:

$$\beta = \frac{c'}{\gamma' h} - \frac{u^+}{\gamma' h} \tan \phi'$$

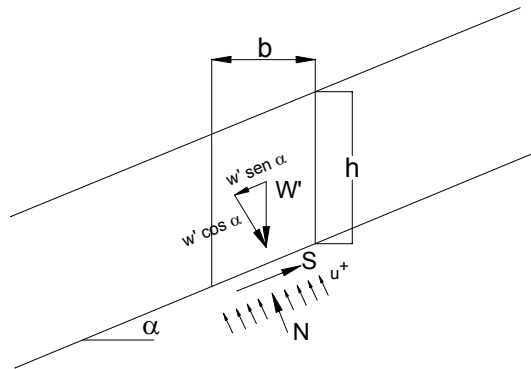


Figura 1.3 Equilibrio de un talud infinito bajo condiciones parcialmente drenadas

Para $c'/\gamma'h = 0$. La Figura 1.4 muestra soluciones a la ecuación anterior y revela que el máximo ángulo del talud varía al menos linealmente con el exceso de presión de poro $u^+/\gamma'h$. Por lo tanto el ángulo máximo del talud puede ser expresado aproximadamente como sigue:

$$\alpha = \phi' \left(1 - \frac{u^+}{\gamma' h} \right) \quad (1.8)$$

Las soluciones anteriores pueden ser útiles para examinar la estabilidad de taludes que contengan suelos en los cuales se genere gas o taludes que sufran depositación. Para el último caso, las soluciones teóricas de Gibson (1958) pueden ser usadas para determinar aproximadamente el exceso de presión de poro durante y después de la depositación del suelo (estas soluciones son estrictamente para depósitos de suelo horizontales, pero probablemente sean aplicadas con adecuada precisión a depósitos que tengan taludes relativamente suaves), las soluciones de Gibson indican que, para profundidades relativamente superficiales en los depósitos, $u^+/\gamma'h$ es igual o aproximadamente a uno bajo algunas circunstancias, esto implica que la inestabilidad puede ocurrir a bajas profundidades. Como ejemplo, asumiendo una zona de falla relativamente poco profunda, $\phi' = 20$ grados y un coeficiente de consolidación de 0.1 m^2 por año. La Figura 1.5 muestra el máximo ángulo de talud como una función de la velocidad de depositación para tres periodos de depositación continua: 100, 1000 y 10 000

años. El máximo ángulo del talud claramente disminuye cuando la velocidad de depositación incrementa y cuando el tiempo de depositación incrementa. Sin embargo para velocidades prácticas de sedimentación (típicamente 0.01 mm por año máximo). La Figura 1.5 sugiere que el ángulo del talud cercano a ϕ' puede ser estable aún si ha ocurrido sedimentación continua por 10 millones de años. Por supuesto para sedimentos muy impermeables, hay más de una probabilidad de que pueda ocurrir la falla en taludes suaves después de largos periodos de sedimentación: por ejemplo, para un coeficiente de consolidación de 10^{-5} m² por año, un talud con ángulo de 5 grados puede fallar después de un millón de años si la velocidad de sedimentación excede de los 0.006 mm por año.

Para un talud con ángulo α , el factor de seguridad F contra la falla puede expresarse como:

$$F = \frac{c' + \alpha h \cos^2 \alpha \tan \phi - u^+ \tan \phi}{\gamma' h \sin \alpha \cos \alpha} \quad (1.9)$$

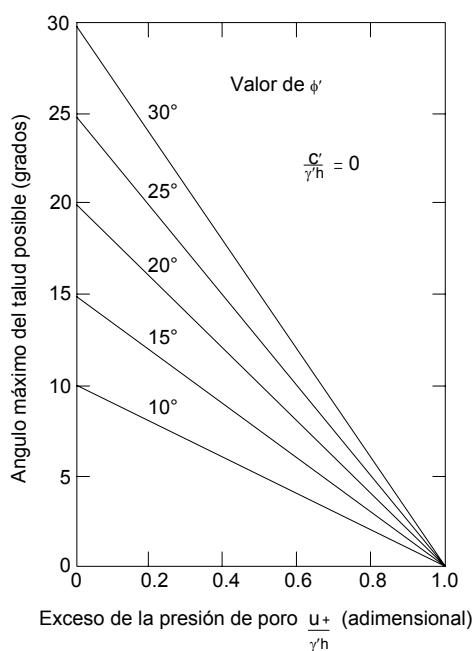


Figura 1.4 Efecto del exceso de presión de poro en el ángulo máximo del talud

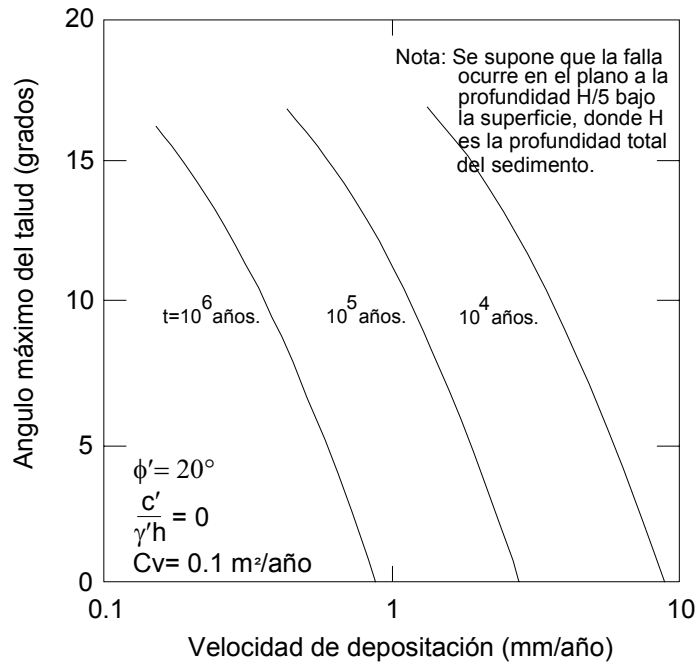


Figura 1.5 Influencia del tiempo y la velocidad de depositación en el ángulo máximo del talud

1.3 Estabilidad de taludes bajo fuerzas de oleaje

Considerable atención se ha dado a los efectos del oleaje en los esfuerzos inducidos en el fondo marino, la presión de poro en exceso generada en el suelo por estos esfuerzos y el consecuente efecto en la estabilidad del fondo marino. Las presiones de poro residual y transitorias son generadas en los suelos del lecho marino por cargas de oleaje. Las presiones de poro transitorias resultan de la reacción conjunta de la estructura del suelo y el agua en los poros para cargas de oleaje. Las presiones de poro residuales son causadas por los esfuerzos cortantes cíclicos generados por las presiones del oleaje dinámico que varían armónicamente en el espacio y el tiempo. Esta presión de poro residual no está únicamente relacionada con los valores instantáneos de los esfuerzos inducidos por el oleaje, sino también depende de la duración e intensidad de la carga y de las características de drenaje del lecho marino.

La evaluación de la estabilidad del lecho marino requiere considerar aspectos como:

- La presiones de fondo inducidas por el oleaje;
- Esfuerzos en el fondo marino causados por estas presiones de fondo;
- Las presiones de poro transitorias en el fondo marino;
- Las presiones de poro residuales en el fondo marino;

- e) La evaluación de la estabilidad de los taludes en el fondo marino;
- f) La evaluación de la licuación potencial del lecho marino si este consiste de material arenoso o limoso.

1.3.1 Presiones de fondo inducidas por el oleaje

El oleaje de los océanos puede representarse por un número infinito de grupos de olas con amplitud y longitud de onda constante. El paso de las olas produce presiones de oleaje armónicas en el fondo marino, incrementando la presión bajo de la cresta y reduciéndola bajo el valle de la ola. Una ola de la serie infinita de olas es mostrada en la Figura 1.6. Para determinar la presión inducida por el oleaje, es común hacer uso de la teoría lineal de oleaje, asumiendo que la amplitud de la ola es pequeña en relación a la profundidad del agua, y que el fondo marino es rígido e impermeable.

El perfil de presiones debido a las cargas de oleaje esta dado por:

$$p = p_o \text{sen } 2\pi(x/L - t/T) \quad (1.10)$$

Donde p_o es la amplitud de presión, x es la coordenada horizontal relativa al nodo de la ola, L es la longitud de la ola, T es el periodo de la ola y t es el tiempo.

La amplitud de presión p_o puede ser expresada de la siguiente manera:

$$p_o = \gamma_w \frac{H}{2} \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \quad (1.11)$$

Donde H es la altura de la ola, γ_w es el peso específico del agua, y h es la profundidad del agua. Los valores de L y H se obtienen de la solución de la teoría de la pequeña amplitud de onda.

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh(2\pi h/L) \quad (1.12)$$

Donde g es la aceleración de la gravedad, y

$$H = Ho \left[\left(1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right) \tanh(2\pi h/L) \right]^{-1/2} \quad (1.13)$$

Donde Ho es la altura de las olas para aguas profundas.

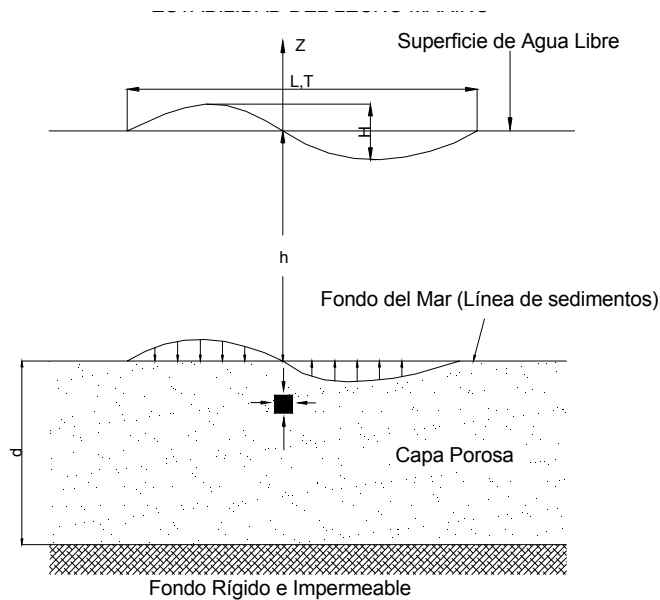


Figura 1.6 Presión en el fondo y cambios en los esfuerzos debidos a cargas de oleaje

La condición de “aguas profundas” ocurre si $h/L > 0.5$ (Ishihara y Yamazaki 1984), como se indica en la Figura 1.7. Para este caso, asumiendo que el periodo del oleaje se mantiene independiente de la profundidad del agua, la longitud de onda de la ola está dada por (de la Ecuación 1.12):

$$L_o = gT^2 / 2\pi \quad (1.14)$$

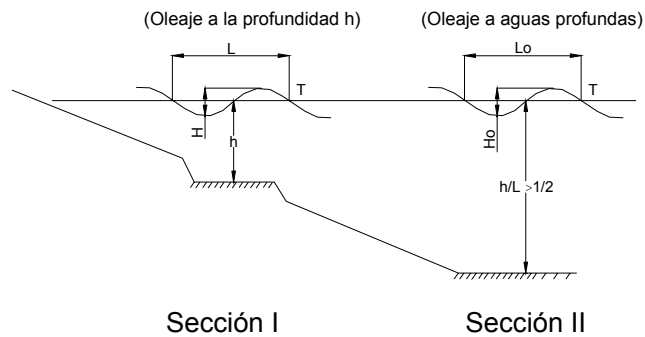


Figura 1.7 Perfil de una ola a su llegada; olas sobre un fondo con talud

Las ecuaciones anteriores muestran que la amplitud de la presión inducida por el oleaje p_o depende del conocimiento de la longitud de la ola a aguas profundas L_o y la altura de la ola H_o . Ishihara y Yamazaki (1984) muestran que la relación H_o/L_o puede variar en el rango:

$$0.008 \leq H_o / L_o \leq 0.055 \quad (1.15)$$

La solución a la ecuación implícita (1.12) para L se grafica en la Figura 1.8 (Wiegel 1964), donde L es mostrada como una función del periodo de la ola T y la profundidad del agua h . En la Figura 1.9 se grafica la amplitud de presión adimensional contra h/L y muestra que las presiones en el fondo inducida por el oleaje son pequeñas si h/L es mayor que 0.5.

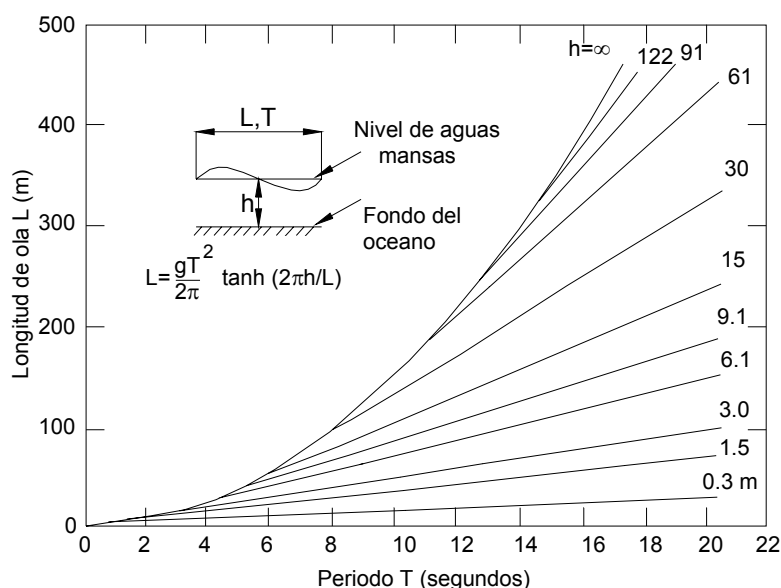


Figura 1.8 Relación entre periodo y longitud de ola con la profundidad del agua (según Wiegel 1964)

Soluciones más refinadas para la amplitud de presión p_o pueden obtenerse de las teorías de oleaje de orden superior (e.g. la teoría de Stokes de segundo orden). Estas incluyen como primer término de la Ecuación 1.11 más la adición de los términos de orden superior (e.g. como el citado por Tsui y Helfrich 1983). Además es posible considerar la deformabilidad del lecho marino bajo la influencia de las presiones en el fondo (Suhayda 1977). Tal consideración adhiere un nuevo término a la Ecuación 1.11, representando el efecto de las deformaciones del lecho marino en la amplitud de la presión; esto puede incrementarse o disminuirse dependiendo del ángulo de fase entre la superficie y las perturbaciones del fondo. Las mediciones realizadas en el tanque de olas en el laboratorio generalmente confirman que los análisis simples (Ecuación 1.11) dan una adecuada predicción de la presión de fondo, particularmente si el suelo es relativamente duro, e.g.

arena (Demars y Vanover 1985). Sin embargo, otros autores (Tsui y Helfrich 1983) sugieren que, para cortos periodos de oleaje, la teoría de segundo orden da una predicción cercana de las presiones en el fondo. En la práctica las incertidumbres más generales en la geometría y los parámetros del suelo son tales que aparentemente es adecuado el uso de la teoría lineal de oleaje para predecir la presión en el fondo debida al oleaje.

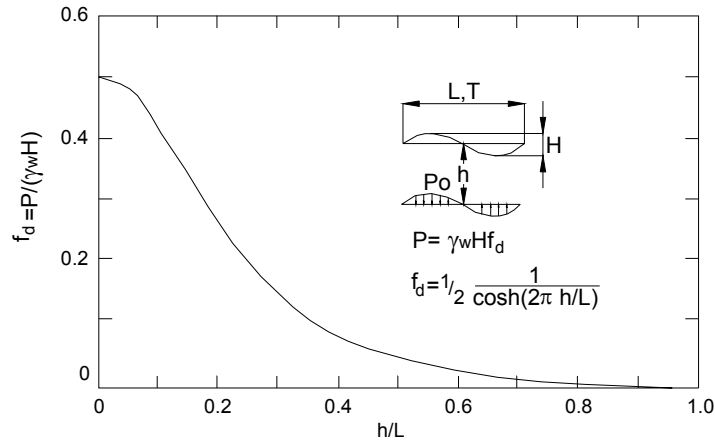


Figura 1.9 Presión inducida por el oleaje en el lecho marino (Seed y Rahman 1977)

1.3.2 Esfuerzos inducidos por el oleaje en el fondo marino

Los esfuerzos inducidos en el fondo marino pueden ser analizados por la aplicación de una carga senoidal variable en la superficie, repetida indefinidamente. Si se idealiza el depósito en el fondo del mar como una masa elástica homogénea semi-infinita, los esfuerzos pueden ser determinados de la solución clásica de Boussinesq para un plano bidimensional en la superficie de carga. Esta solución fue obtenida por Fung (1965), el esfuerzo vertical σ_v , esfuerzo horizontal σ_h , y el esfuerzo cortante τ_{vh} son los siguientes:

$$\sigma_v = p_o (1 + \lambda z) \exp(-\lambda z) \cos(\lambda x - wt) \quad (1.16)$$

$$\sigma_h = p_o (1 - \lambda z) \exp(-\lambda z) \cos(\lambda x - wt) \quad (1.17)$$

$$\tau_{vh} = p_o \lambda z \exp(-\lambda z) \sin(\lambda x - wt) \quad (1.18)$$

Donde p_o es la amplitud de la presión inducida por el oleaje (ver la Ecuación 1.11), z es la distancia debajo de la línea del sedimento, x es la coordenada horizontal, L es la longitud de onda, $\lambda = 2\pi/L$, t es el tiempo, T es el periodo de la ola, y w es la frecuencia circular $= 2\pi/T$.

Los contornos de estas amplitudes de esfuerzos se muestran en la Figura 1.10 en forma adimensional (Demars 1983). Debido a la simetría de las olas, los esfuerzos normales son mostrados únicamente para un cuarto de la longitud de onda. Las mayores amplitudes de esfuerzos horizontal y vertical ocurren debajo de la cresta de la ola y en el valle, con los esfuerzos horizontales disminuyendo más rápido con la profundidad. No existen cambios en los esfuerzos horizontales y verticales debajo del nodo, mientras que el esfuerzo cortante es máximo ahí y cero en el valle y en la cresta.

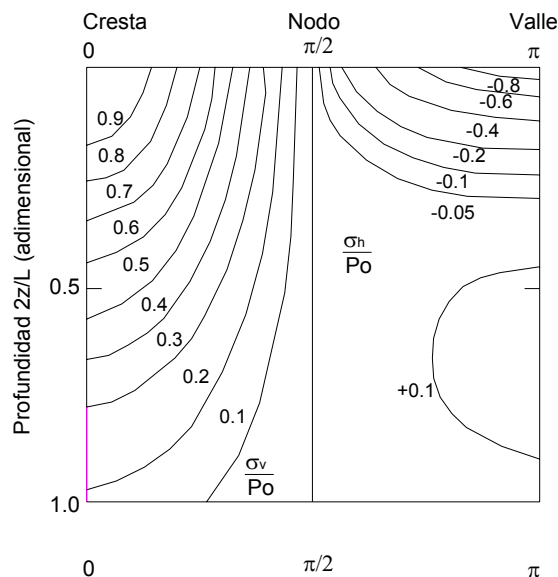


Figura 1.10 Esfuerzos normales para una carga de oleaje senoidal; los esfuerzos son positivos bajo la cresta y negativos bajo el valle de la ola (Demars 1983)

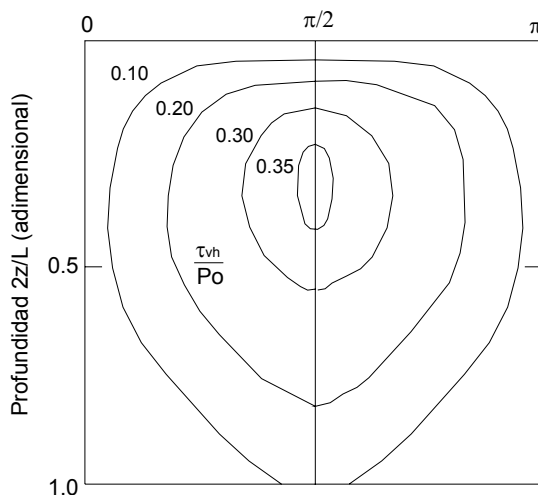


Figura 1.10-a Esfuerzos cortantes para una carga de oleaje senoidal (Demars 1983)

Ishihara y Yamazaki (1984) demostraron una característica interesante de estos esfuerzos inducidos por el oleaje, en cualquier punto en el suelo, el esfuerzo desviador no cambia en el tiempo. La Figura 1.11 muestra un esquema del estado de esfuerzos y revela que el cambio cíclico del esfuerzo cortante inducido en un semi-espacio elástico por un movimiento de carga armónica en esta superficie es caracterizada por una rotación continua de la dirección del esfuerzo principal, con el esfuerzo desviador permaneciendo constante. Esto contrasta con los esfuerzos dependientes del tiempo causados por sismo y cargas de tránsito (Ishihara 1984).

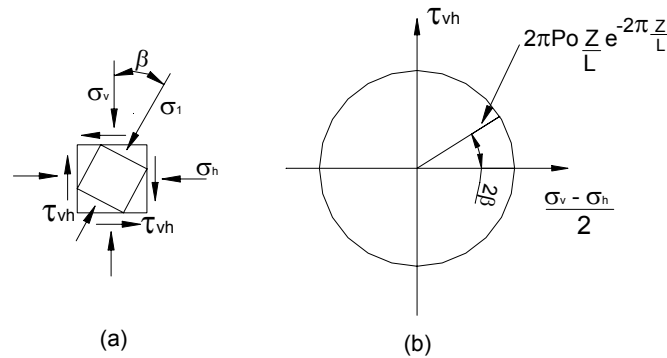


Figura 1.11 Variación característica de los esfuerzos cortantes inducidos por el oleaje

Otro aspecto de interés es la distribución de la amplitud del esfuerzo cortante cíclico τ_{vh} con la profundidad, el cual es mostrado en forma adimensional en la Figura 1.12. El esfuerzo cortante máximo de $0.368p_o$ ocurre a la profundidad de $0.159L$. También de mayor interés cuando se considera la posibilidad de licuación inducida por oleaje (ver la sección 1.3.6) es la relación del esfuerzo cortante cíclico y su variación con la profundidad. La relación del esfuerzo cortante cíclico en la línea de sedimento ($z=0$) esta dada por:

$$(\tau_{vh} / \sigma'_{v0})_0 = 2\pi p_o / \gamma' L \quad (1.19)$$

Donde γ' es el peso volumétrico sumergido del suelo. Sustituyendo p_o de la ecuación 1.11, se obtiene:

$$(\tau_{vh} / \sigma'_{v0})_0 = \frac{\pi \gamma_w H}{\gamma' L} \frac{1}{\cosh(\lambda h)} \quad (1.20)$$

Finalmente, los valores de H y L pueden ser sustituidos de las ecuaciones 1.13 y 1.12 respectivamente.

La solución resultante para la relación del esfuerzo cortante cíclico en la línea de sedimentos se grafica en la Figura 1.13 (Ishihara y Yamazaki 1984). El límite de la

relación del esfuerzo cortante cíclico es regida por la ruptura existente en la cresta de las olas propagadas. El rango práctico de valores de H_o/L_o está entre 0.008 y 0.055 (ecuación 1.15) y, en este rango la máxima relación del esfuerzo cortante en la línea de sedimentos probablemente desarrollada es 0.23, esto puede ocurrir cuando la relación de la ola profundidad - longitud h/L es 0.114.

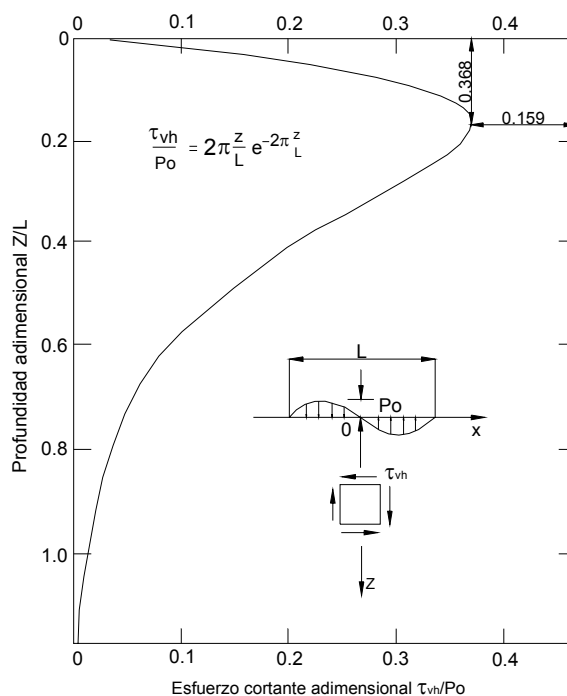


Figura 1.12 Diagrama de esfuerzo cortante contra profundidad

La variación de la relación del esfuerzo cortante cíclico con la profundidad puede ser fácilmente determinada de la siguiente relación (la cual puede ser derivada de la ecuación 1.18):

$$\left(\frac{\tau_{vh}}{\sigma'_v}\right)_z / \left(\frac{\tau_{vh}}{\sigma'_v}\right)_0 = \exp(-\lambda z) \quad (1.21)$$

Esta relación es mostrada en la Figura 1.14, revela una rápida disminución en la relación del esfuerzo cortante cíclico con la profundidad.

Todas las soluciones anteriores son para una masa elástica homogénea semi-infinita. Otros casos más realistas pueden analizarse por el método de elemento finito (Wright 1976, Wright y Dunham 1972, Kraft y Watkins 1976, Bea et al. 1983). Con este análisis se obtienen los desplazamientos en el fondo marino además de que se puede considerar el comportamiento no lineal del suelo, perfiles del suelo y los deslizamientos de las superficies sin dificultad.

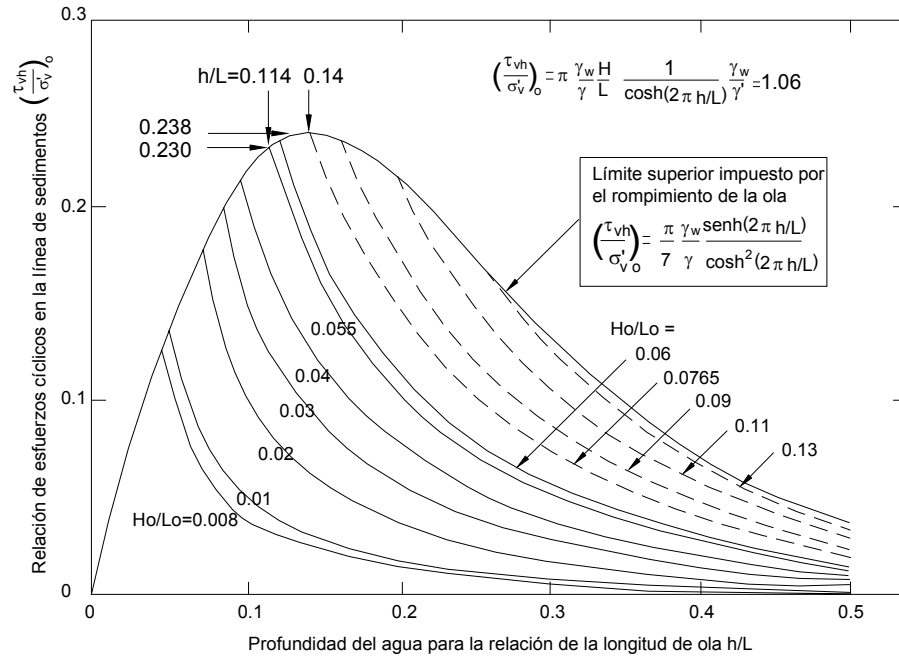


Figura 1.13 Relación de esfuerzo cíclico en la línea de sedimentos (Ishihara y Yamazaki 1984)

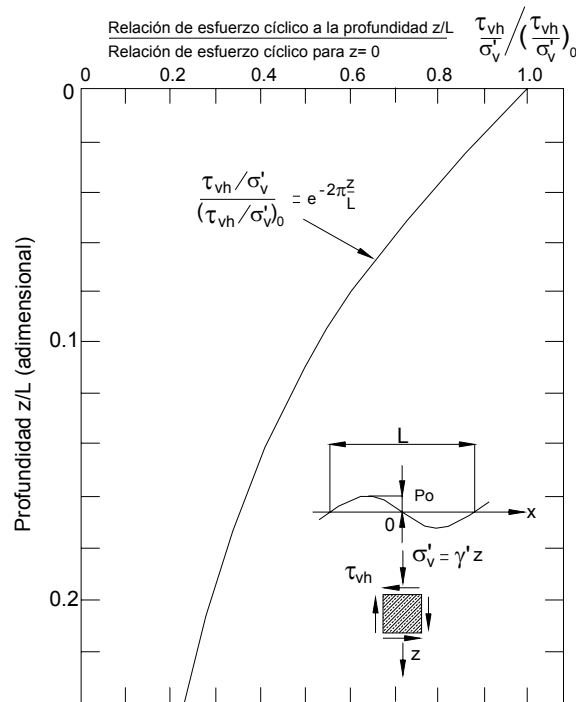


Figura 1.14 Relación de esfuerzos cortantes cíclicos contra profundidad

1.3.3 Presiones de poro inducidas por el oleaje transitorio

La teoría más simple para la evaluación de las presiones de poro transitorias en el fondo marino debido a cargas de oleaje fue desarrollada por Putnam (1949) y Liu (1973). Las hipótesis incluidas en esta teoría son, un suelo saturado, cuya estructura es rígida; un periodo corto de drenaje comparado con el periodo de las olas; la validez de la Ley de Darcy e isotropía hidráulica del suelo. Bajo estas condiciones la ecuación que gobierna la presión de poro U en el suelo es la ecuación de Laplace:

$$\nabla^2 u = 0 \quad (1.22)$$

Para una capa infinita, asumiendo una superficie superior permeable y una frontera inferior impermeable, y aplicando las presiones de fondo de la Ecuación 2.11, puede ser derivada la siguiente solución para u :

$$u = \frac{p_o \cosh(h-z)}{\cosh \lambda h} \cos(\lambda x - wt) \quad (1.23)$$

Donde h es la profundidad del suelo y todas las otras variables están definidas en las ecuaciones 1.16 – 18.

El análisis anterior fue extendido por Sleath (1970) para incluir la anisotropía de la permeabilidad, en este caso la presión de poro transitoria está dada por:

$$u = p_o \cosh \left[\frac{\lambda (k_x / k_z)^{0.5} (h-z)}{\cosh \lambda (k_x / k_z)^{0.5} h} \right] \cos(\lambda_x - wt) \quad (1.24)$$

Donde k_x y k_z , son las permeabilidades en las direcciones horizontal y vertical respectivamente, y los otros parámetros fueron previamente definidos.

Demars (1983) demostró que la relación del esfuerzo cíclico máximo en el fondo marino es dependiente de la relación de permeabilidad k_x/k_z y la profundidad del depósito. En general, la relación del esfuerzo cíclico incrementa con el incremento de la profundidad y de la relación de permeabilidad, pudiendo llegar a la unidad para relaciones de permeabilidad del orden de 7 u 8. En estos casos puede ser un efecto perjudicial para la estabilidad y la resistencia a la erosión del suelo cercano a la superficie.

El análisis anterior desprecia las propiedades mecánicas del suelo, de tal manera que no existe una relación entre las deformaciones de la estructura del suelo y la respuesta de la presión de poro. Este análisis sin relación contrasta con análisis más completos basados en la teoría de consolidación de Biot (Biot 1941), presentada por Yamamoto (1978), Madsen (1978) y Mei (1982). Yamamoto asume isotropía hidráulica y analiza capas a profundidades infinitas y finitas.

Madsen únicamente analizó depósitos a profundidades finitas pero también incluyó anisotropía hidráulica en sus análisis.

Una solución analítica relativamente simple de la ecuación de Biot se obtiene para una capa a profundidad infinita, con permeabilidad isotrópica y una estructura del suelo cuya rigidez es mucho menor que la de los fluidos en los poros. Para este caso, Yamamoto (1978) derivó las siguientes soluciones para la amplitud de la presión de poro U y la amplitud de los esfuerzos efectivos normales σ'_v y σ'_h y el esfuerzo cortante τ_{vh} :

$$u = p_o e^{-\lambda z} \quad (1.25)$$

$$\sigma'_v = \sigma'_h = \tau_{vh} = p_o \lambda z e^{-\lambda z} \quad (1.26)$$

Donde los símbolos son los previamente definidos.

Puede notarse que las expresiones anteriores no contienen las propiedades elásticas de la estructura del suelo, del fluido en los poros, o la permeabilidad del suelo. De hecho, se puede mostrar que la expresión de arriba para la presión de poro es la misma que la derivada de la solución separada (Ecuación 1.23) permitiendo que h tienda a infinito. Además los esfuerzos efectivos son idénticos a los calculados por la diferencia entre las soluciones de Fung para esfuerzo total (Ecuaciones 1.16 – 18.) y la presión de poro. Por lo tanto, la conclusión significativa a la que se puede llegar, es que para depósitos isotrópicos con rigidez constante, las presiones de poro y los esfuerzos efectivos pueden obtenerse de análisis por separado.

Para otros casos, la solución de la ecuación de Biot puede desarrollarse numéricamente. Finn et al. (1983) describieron los resultados de análisis numéricos para investigar los efectos de la profundidad en capas finitas, anisotropía hidráulica, las rigideces relativas de la estructura de los suelos y el fluido en los poros. Estas conclusiones pueden ser resumidas como sigue:

- a) En una capa finita, hay una diferencia entre los resultados de las soluciones juntas y separadas cerca de la frontera inferior, con la solución conjunta mostrando un incremento de la presión de poro y el esfuerzo cortante en esa región. También, la solución de la capa finita depende de la permeabilidad, aún en el caso de isotropía hidráulica.
- b) La anisotropía hidráulica parece tener poco efecto en la distribución del esfuerzo cortante con la profundidad.
- c) El análisis conjunto es deseable para arenas finas duras; sin embargo, para muchos otros casos, la presión de poro transitoria y los esfuerzos efectivos pueden ser determinados por análisis simples separados.

Se han hecho mediciones bajo condiciones controladas en el laboratorio, de presiones de fondo inducidas por el oleaje y presiones de poro (Sleath 1970,

Doyle 1973, Cross et. al 1979, Suhayda 1977, Tsui y Helfrich 1983, Demars y Vanover 1985). El grado de concordancia entre las mediciones y la teoría es bastante variable, pero la conclusión general a la que se puede llegar es que la teoría puede dar predicciones razonables de los efectos de las cargas de oleaje en una capa de arena. En algunos casos (Clukey et, al 1983) la consideración de anisotropía hidráulica es necesaria para obtener una buena concordancia. Demars y Vanover (1983) realizaron también mediciones de esfuerzos así como presiones de poro en camas de arena, y encontraron una buena concordancia con la teoría. Sus comparaciones para esfuerzos totales, presiones de poro y esfuerzos efectivos se muestran en las Figuras 1.15-18.

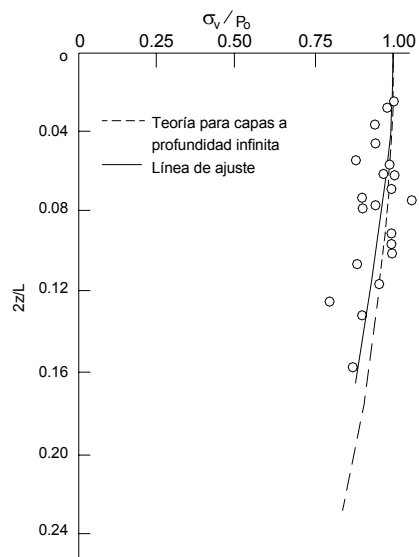


Figura 1.15 Valores medidos y predichos del esfuerzo vertical cíclico total

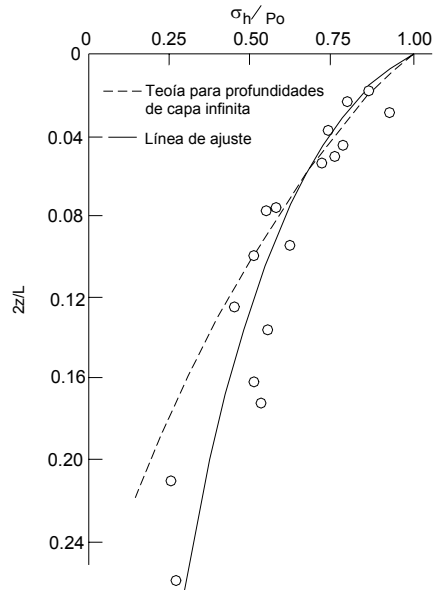


Figura 1.16 Valores medidos y predichos del esfuerzo horizontal cíclico total (Demars y Vanover 1985)

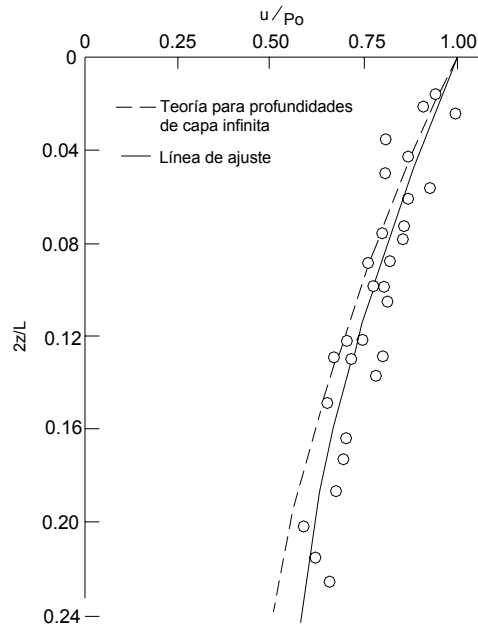


Figura 1.17 Valores medidos y predichos de la presión de poro cíclica (Demars y Vanover 1985)

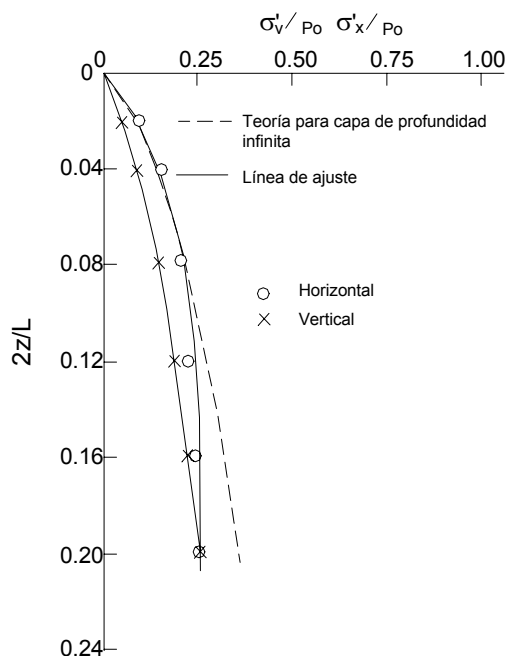


Figura 1.18 Perfiles de esfuerzos cíclicos efectivos horizontal y vertical (Demars y Vanover 1985)

1.3.4 Presiones de poro inducidas por oleaje residual

En el caso de carga cíclica aplicada al fondo marino por el oleaje, un análisis apropiado de los efectos de estas presiones de poro en la estabilidad del suelo marino requiere tomar en cuenta simultáneamente la generación y disipación del exceso de presión de poro. Para el caso de condiciones de deformación unidimensional. Seed y Rahman (1977) han derivado la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{\partial}{\partial z} \left[\frac{k_z}{\gamma_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right] = m_v \left[\frac{\partial u}{\partial t} - \frac{\partial u_g}{\partial t} \right] \quad (1.27)$$

Donde K_z es el coeficiente de permeabilidad en la dirección vertical, U es el exceso de presión de poro, γ_w es el peso volumétrico del agua, m_v es el coeficiente de disminución de volumen, y U_g es el exceso de presión de poro generada por carga cíclica.

La ecuación 1.27 puede ser resuelta numéricamente por elemento finito o métodos de diferencias finitas. Al llevar acabo tales análisis, se requiere considerar al menos tres preguntas:

- a) La conversión de cargas de oleaje complejas a una serie de esfuerzos cíclicos uniformes equivalentes.
- b) La determinación de u_g
- c) La influencia de los cambios de los esfuerzos efectivos en m_v y k_z .

Seed y Rahman (1977) discutieron la representación de un modelo de tormenta de olas en una manera simplificada por paquetes de olas armónicas uniformes, con altura, periodo y longitud de la ola especificados para cada paquete. Las presiones del oleaje correspondientes para cada paquete son determinadas por la ecuación 1.11 para las cuales la amplitud del esfuerzo cortante τ_{vh} dentro del suelo puede ser determinada (e.g. de la ecuación 1.18 para una capa de profundidad uniforme). Conociendo el esfuerzo efectivo vertical inicial σ'_{vo} en el depósito, la relación de la amplitud del esfuerzo cortante cíclico τ_{vh} / σ'_{vo} puede ser calculada. El número de ciclos de cada relación de esfuerzos puede ser convertida a un número equivalente de ciclos de una relación de esfuerzos especificada τ_e / σ'_{vo} (e.g. la relación de esfuerzo en el lecho marino equivale a la altura de la ola significativa). Usando los procedimientos desarrollados por Seed et al. (1975). En este sentido, la tormenta compleja es reducida a una tormenta equivalente con olas de altura uniforme.

El exceso de presión poro residual en una capa de arena puede ser estimada con la siguiente relación empírica:

$$\frac{u_g}{\sigma'_{vo}} = \frac{2}{\pi} \arcsen\left(\frac{N}{N\ell}\right)^{0.5/\theta} \quad (1.28)$$

Donde N es el número de ciclos y $N\ell$ es el número de ciclos del nivel de esfuerzos τ_e / σ'_{vo} para causar licuación. θ es típicamente 0.7 para muchas arenas medias. Diferenciando y reacomodando la ecuación 1.28 eventualmente da la siguiente expresión para la velocidad de la generación de la presión de poro residual:

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\sigma'_{vo}}{\theta \pi T_D} \left(\frac{N_{eq}}{N\ell}\right) \frac{1}{\text{sen}^{2\theta-1}[(\pi/2)r_u (\cos(\pi/2)r_u)]} \quad (1.29)$$

Donde N_{eq} es el número equivalente de esfuerzos cíclicos uniformes en una relación de esfuerzos τ_e / σ'_{vo} , T_D es la duración del ciclo de carga y r_u es la relación de presión de poro = u / σ'_{vo} .

La compresibilidad de un suelo se incrementa con el incremento de la presión de poro (por lo tanto disminuyen los esfuerzos efectivos). Seed y Rahman (1977) usaron una expresión derivada por Martin (1975) para describir la dependencia del coeficiente de disminución de volumen m_v de la presión de poro, esta expresión empírica también incluye la influencia de la densidad relativa de la arena. No se permite la variación de la permeabilidad k_z con la presión de poro, pero esta variación es improbable que sea importante para muchas arenas.

Seed y Rahman (1977) presentan los resultados de un ejemplo analizado para el caso de depósitos de arena uniformes ilustrados en la Figura 1.19. Usando el procedimiento de Seed et. al. (1975), la carga de tormenta de olas es reducida a 232 olas de altura característica de 2.44 m. Para esta altura, la relación de esfuerzos cortantes en la parte superior de la capa es 0.196 y de información de laboratorio, únicamente alrededor de 3.4 ciclos se requieren para causar licuación por esta relación de esfuerzos cíclicos. Algunos resultados de los análisis son mostrados en las Figuras 1.20 y 1.21. La Figura 1.20 muestra la distribución de la relación de presión de poro u/σ'_{vo} con la profundidad mientras la tormenta se desarrolla. Al final de la tormenta ($t=3500$ s), el suelo presenta licuación (i.e. $u/\sigma'_{vo}=1.0$) para una profundidad de 3.35 m. La Figura 1.21 muestra la influencia de la permeabilidad del suelo en la relación de presión de poro al final de la tormenta. Un incremento relativamente pequeño en la permeabilidad de $10^{-3} \text{ cm s}^{-1}$ a $2 \times 10^{-3} \text{ cm s}^{-1}$ resulta en una dramática reducción en el exceso de presión de poro debido al incremento de la disipación de la presión de poro. Seed y Rahman comentaron que existe un valor crítico de la permeabilidad para la respuesta de la presión de poro, y que esta respuesta es extremadamente sensitiva a los valores de permeabilidad cercanos al valor crítico. Este comportamiento resulta principalmente de la no-linealidad asociada con la dependencia de m_v y du_g/dt de la relación de presión de poro r_u .

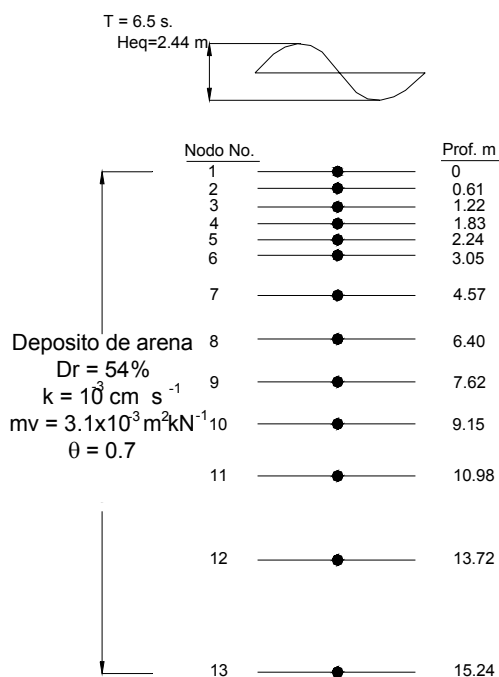


Figura 1.19 Perfil del suelo y discretización (Seed y Rahman)

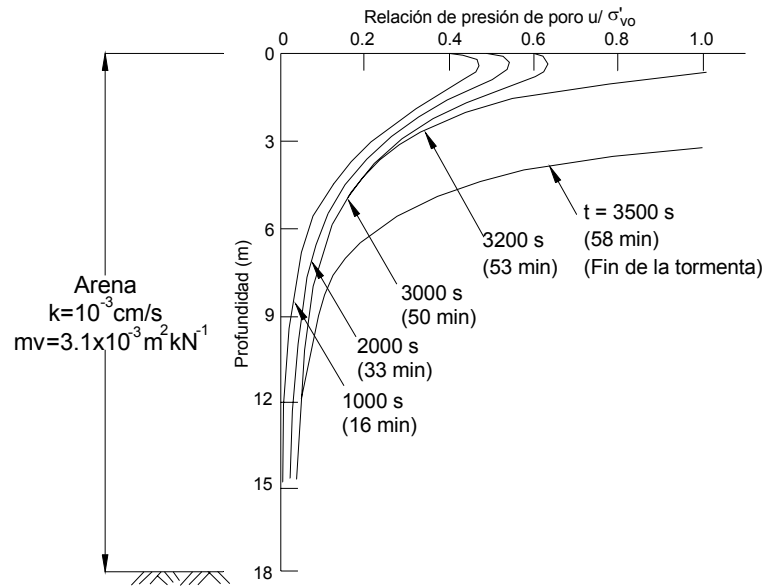


Figura 1.20 Relación de presión de poro en diferentes etapas de la tormenta (Seed y Rahman 1977)

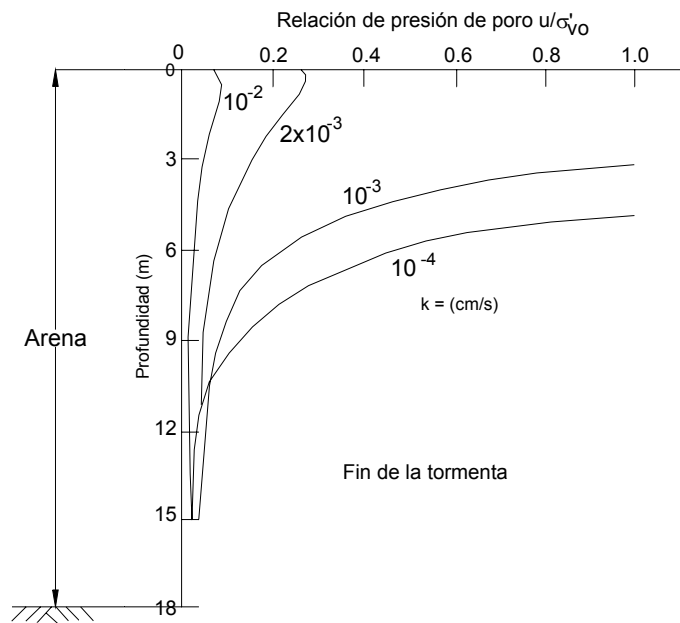


Figura 1.21 Influencia de la permeabilidad en la respuesta de la presión de poro (Seed y Rahman 1977)

1.3.5 Análisis de estabilidad de taludes por equilibrio límite

ANÁLISIS DE ESFUERZOS TOTALES

Henkel (1970) usó un análisis de equilibrio límite asumiendo una superficie de falla circular para demostrar la importancia de las presiones en el fondo inducidas por el oleaje en la estabilidad de taludes submarinos. El principio de los análisis se muestra en la Figura 1.22 (Kraft y Watkins 1976). Henkel (1970) desarrolló la siguiente expresión para determinar el valor crítico de la presión en el fondo Δp que causa inestabilidad:

$$\frac{\Delta p}{k\gamma' L} = \frac{4\pi^2}{A} \left(\frac{x}{L}\right)^3 (B - \beta / 3k) \quad (1.30)$$

Donde $A = \text{sen}\alpha - \alpha\text{cos}\alpha$; $\alpha = 2\pi x/L$; $B = (\text{sen}\theta - \theta\text{cos}\theta)/\text{sen}^3\theta$; $k=c_u/\gamma'z$; x , L y θ están definidos en la Figura 1.22; γ' es el peso volumétrico sumergido; c_u es el esfuerzo cortante sin drenar; y z es la profundidad abajo del lecho marino.

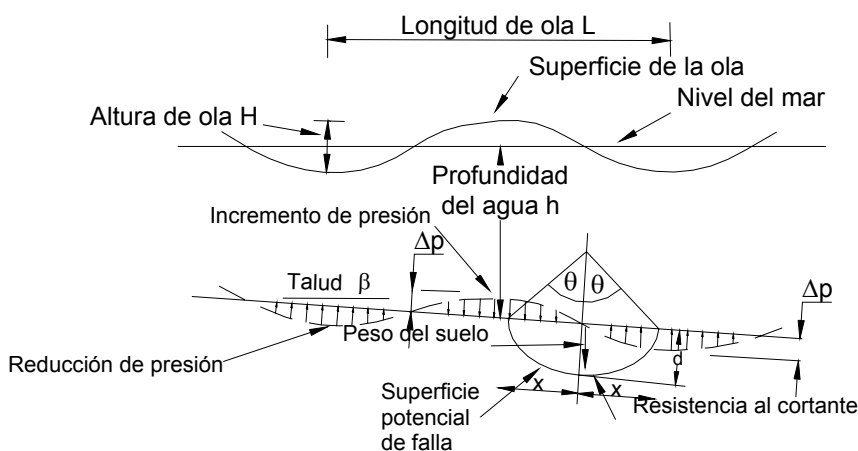


Figura 1.22 Análisis de equilibrio límite para deslizamientos submarinos inducidos por el oleaje (Kraft y Watkins 1976)

La Figura 1.23 muestra adimensionalmente las presiones en el fondo para varios valores de ángulo de talud β y profundidades relativas de deslizamiento d/L . La presión en el fondo mínima para causar inestabilidad disminuye cuando la profundidad del deslizamiento es menor y cuando el ángulo de talud incrementa. Henkel (1970) evaluó la presión de fondo crítica para un caso típico del Delta del Mississippi, y encontró que para un ángulo de talud de aproximadamente 0.5 grados, una presión en el fondo menor a 2.5 kN m^{-2} es suficiente para causar una falla muy poco profunda, mientras que se requiere una presión mayor de 50 kNm^{-2}

para causar fallas a profundidades de 50 m. Las alturas de olas correspondientes para esas presiones de fondo pueden ser determinadas por la ecuación 1.11.

Los resultados de un análisis típico para suelos no uniformes son ilustrados en la Figura 1.24 (Kraft y Watkins 1976b). Este análisis demuestra que la superficie potencial de falla con el mínimo factor de seguridad puede subestimar la profundidad del deslizamiento potencial; el factor de seguridad es menor que uno para una profundidad de aproximadamente 48 m, mientras que el círculo crítico se extiende únicamente a la profundidad de 25m.

Rahman y Layas (1985) desarrollaron un análisis probabilístico de esfuerzos totales en el cual se predice el ancho y profundidad más probable de la falla. Demostraron que para una profundidad de agua dada existe una zona de falla crítica la cual tiene la mayor probabilidad de falla.

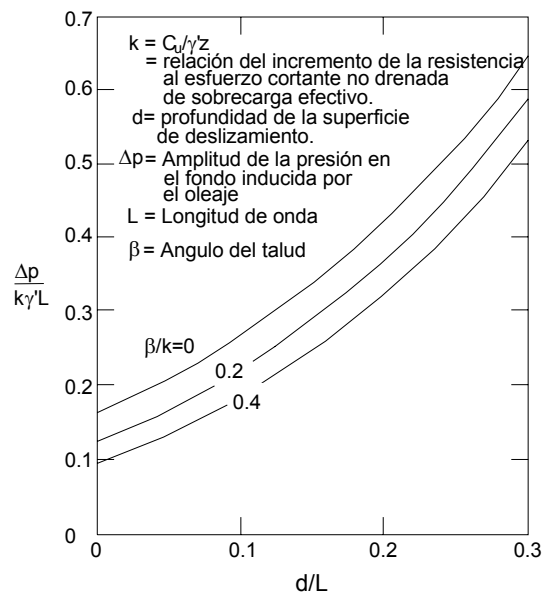


Figura 1.23 Soluciones para la estabilidad de taludes submarinos: relación entre valores mínimos de $\Delta p/k\gamma'L$ y d/L para varios valores de β/k (Henkel 1970)

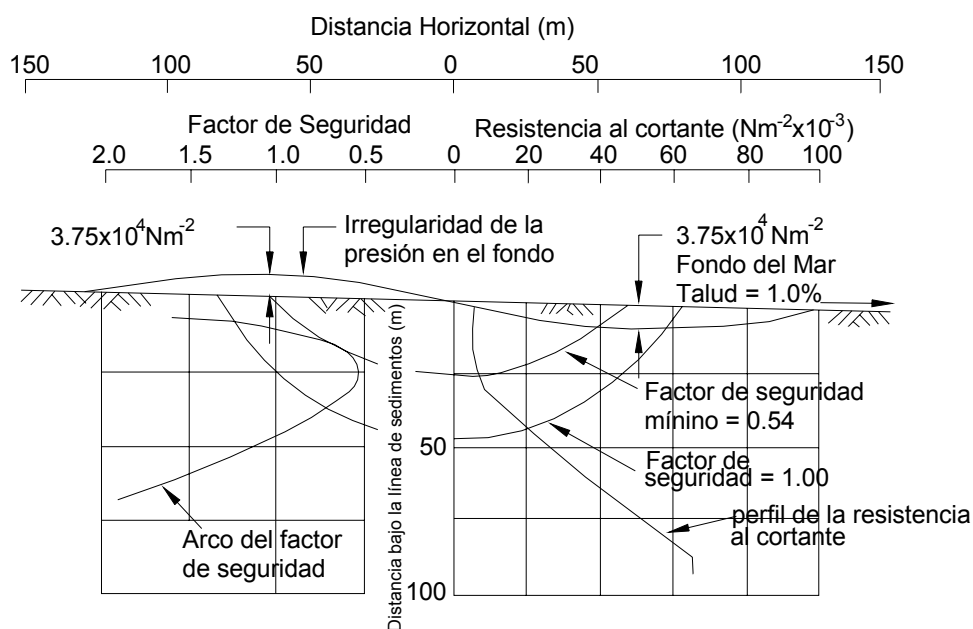


Figura 1.24 Resultados de un análisis típico de equilibrio límite para suelo no uniforme (Kraft y Watkins 1976)

ANÁLISIS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

Finn et al. (1983) explicaron un método de esfuerzos efectivos para análisis de estabilidad usando el método de deslizamientos de Sarma (1973). Este análisis es ilustrado en la Figura 1.25. Se supone una superficie potencial de falla y el equilibrio de la masa deslizante se limita por la superficie de falla y se investiga la superficie del talud. La superficie de falla puede tener cualquier forma, y se suponen condiciones de deformación plana.

Las fuerzas actuantes en la masa deslizante consisten en cargas de gravedad (el peso de la masa), la presión de oleaje en el lecho marino y las presiones de poro transitoria y residual actuando en la superficie de falla. La presión de poro transitoria puede ser estimada del análisis discutido en la sección 1.3.3. Se asume un factor de seguridad de uno y se calcula el número de ciclos de carga, N , para aumentar la presión residual del agua en los poros al nivel que causa inestabilidad. N puede ser comparado con el número de ciclos efectivos de carga considerados equivalentes a la carga de oleaje, para hacer una estimación del margen de seguridad contra la falla. El análisis puede deseablemente tomar en cuenta la disipación de la presión de poro residual durante el periodo de carga de tormenta.

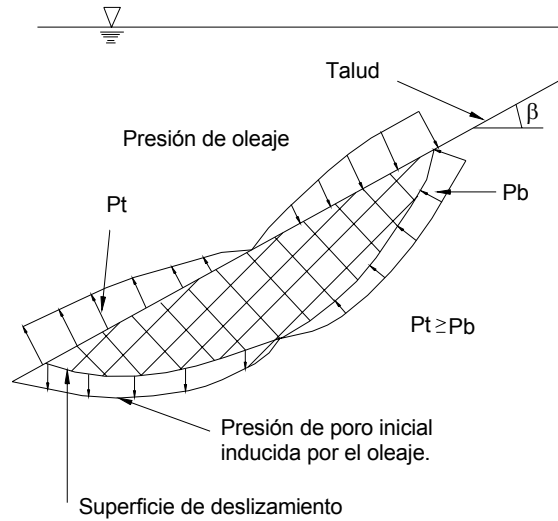


Figura 1.25 El principio del análisis de esfuerzos efectivos para la estabilidad de taludes bajo fuerzas de oleaje (Finn et al. 1983)

1.3.6 Análisis de estabilidad de esfuerzos totales simplificado

Un método simple para evaluar taludes de arcilla submarinos bajo cargas de oleaje ha sido propuesto por Bea y Aurora (1981). Este método incluye los siguientes pasos:

- 1) Determinación del esfuerzo cortante máximo inducido por el oleaje en el suelo, usando la solución elástica para la amplitud de τ_{vh} (Ecuación 1.18).
- 2) Multiplicación del esfuerzo cortante por un factor de plasticidad para considerar comportamientos inelásticos y no lineales; para análisis de elemento finito, este factor parece estar entre 0.60 y 0.70.
- 3) Comparar el esfuerzo cortante afectado por el factor con el esfuerzo cortante sin drenar del suelo. Si el esfuerzo cortante afectado por el factor es menor que la resistencia al esfuerzo cortante, el talud puede ser considerado estable.

En la Figura 1.26 se muestra un ejemplo de los resultados de este análisis, en este caso el fondo del mar es estable. Se puede notar que este método no toma en cuenta el efecto de la inclinación del fondo marino en los esfuerzos de corte o resistencia al esfuerzo cortante.

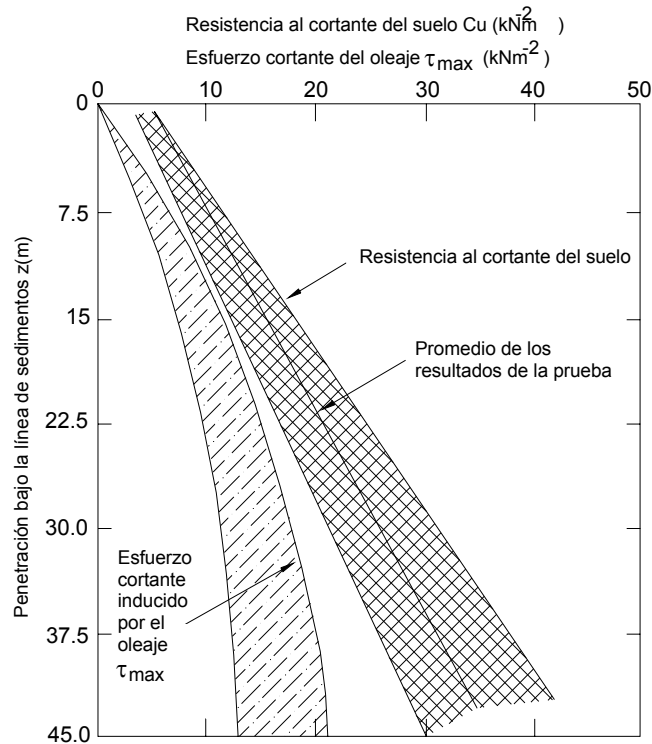


Figura 1.26 Ejemplo de un análisis simplificado de la estabilidad de taludes (Bea y Audibert 1981)

1.3.7 Evaluación simplificada de la licuación inducida por el oleaje

Al menos han sido desarrollados dos métodos simplificados para evaluar la posibilidad de licuación inducida por el oleaje de depósitos granulares en el fondo marino.

Nataraja y Gill (1983) describieron un método el cual hace uso de información de pruebas de penetración estándar (SPT), mientras que el método de Ishihara y Yamazaki (1984) usan la densidad relativa de la arena para evaluar la resistencia a la licuación. Sin embargo, ambos métodos tienen un principio similar, comparan los esfuerzos de corte inducidos por el oleaje con los valores requeridos para causar licuación. A continuación se dará una breve descripción de cada método.

ANÁLISIS DE NATARAJA Y GILL

Este procedimiento incluye los siguientes pasos:

- 1) La selección de la información de la ola de diseño para alimentar el análisis; requiere ser la altura de la ola significativa, el periodo de la ola significativa, la

altura de la ola mas grande, longitud de ola y la profundidad de las aguas mansas.

- 2) El cálculo de las presiones en el fondo inducidas por el oleaje, p_o , usando la ecuación 1.11. Para la mayoría de los casos puede ser usada la altura de la ola significativa aunque, para proyectos críticos puede ser usada la altura de la ola más grande.
- 3) Se calcula la amplitud del esfuerzo cortante inducido por el oleaje τ_{vh} usando la ecuación 1.18. Normalmente los primeros metros son críticos y los cálculos hasta una profundidad de un cuarto de la longitud de onda pueden ser adecuados. Si la profundidad de interés es menor que el 10% de la longitud de onda, la siguiente aproximación lineal puede ser usada para τ_{vh} :

$$\tau_{vh} \approx 3.25 p_o z / L \quad (z / L \leq 0.1) \quad (1.31)$$

Donde p_o , es la amplitud de la presión en el fondo inducida por el oleaje, z es la profundidad y L es la longitud de la ola.

- 4) Se estima el esfuerzo cortante cíclico de la información de la prueba SPT u otra información, la cual puede ser convertida a valores SPT. Esto se hace seleccionando primero un perfil de diseño de valores de N (el número de SPT) y convertir los valores de N a valores modificados de resistencia a la penetración N_1 usando la siguiente ecuación:

$$N_1 = \left(1 - 1.25 \log_{10} \frac{\sigma'_v}{\sigma'_1} \right) N \quad (1.32)$$

Donde σ'_v es la presión de sobrecarga efectiva, y σ'_1 es la presión unitaria, se calculan los esfuerzos cortantes cíclicos requeridos para causar la licuación, ya sea de información disponible de pruebas o de relaciones empíricas simplificadas:

$$(\tau / \sigma') \ell = 0.009 N_1 \quad (1.33)$$

De esta manera el esfuerzo cortante cíclico que causa la licuación puede determinarse como:

$$\tau_\ell = 0.009 N_1 \sigma'_v \quad (1.34)$$

- 5) Finalmente el factor de seguridad se calcula como una función de la profundidad y la relación τ_ℓ / τ_{vh} .

Nataraja y Gill enfatizaron que este método no pretende ser un sustituto para análisis y pruebas sofisticadas de laboratorio, pero si como un primer paso en la determinación de un análisis detallado. Ellos propusieron que si la curva de la fuerza cortante cíclica (i.e. la curva de τ_ℓ contra la profundidad) está encima de la curva del máximo esfuerzo cortante (τ_{vh} contra la profundidad), entonces es

probable que no se requiera un análisis detallado. Para otros casos, en cuanto a si se requiere un análisis detallado depende de la importancia de la estructura, seguridad y otras consideraciones ambientales.

Nataraja y Gill describieron la aplicación de este método para cuatro casos, incluyendo el tanque Ekofisk en el mar del norte (Lee y Focht 1975). Para este caso, se dispuso de la siguiente información de la literatura:

Periodo de la ola = 15 s
Longitud de la ola = 324 m
Altura de la ola = 24 m
Profundidad del agua = 70m
Espesor del estrato de arena = 25m
 D_{50} de la arena = 0.11 mm
Coeficiente de uniformidad = 2
Densidad mínima = 1.35 t m^{-3}
Densidad máxima = 1.76 t m^{-3}

No se tenían los valores de SPT, pero fueron calculados basándose en la siguiente relación:

$$N \approx 0.25D_r^2(\sigma'_v + 69) \quad (1.35)$$

Donde D_r es la densidad relativa, y σ'_v es el esfuerzo efectivo vertical (en kPa). Los valores de N obtenidos de esta ecuación fueron convertidos a los valores corregidos N_1 , usando la ecuación 1.35.

De la ecuación 1.11 se determinó la máxima presión de fondo de 59.4 kN m^{-2} . La amplitud del esfuerzo cortante fue calculada con la ecuación 1.31. La Figura 1.27 muestra el esfuerzo cortante τ_{vh} calculado y la resistencia al esfuerzo cortante cíclica τ_c para dos valores de densidad relativa, 60% y 100%. Investigaciones de campo en el tanque Ekofisk han mostrado que la densidad relativa es cercana a 100%, y para este caso, el análisis muestra que la resistencia al esfuerzo cortante cíclica excede la amplitud de los esfuerzos cortantes inducidos por el oleaje, por lo tanto no ocurre la licuación. Esta predicción surgió cuando el sitio experimentó una tormenta de diseño de 100 años (con altura de olas aproximadamente a la altura de diseño de 24 m) y soportó la tormenta sin evidencia de licuación.

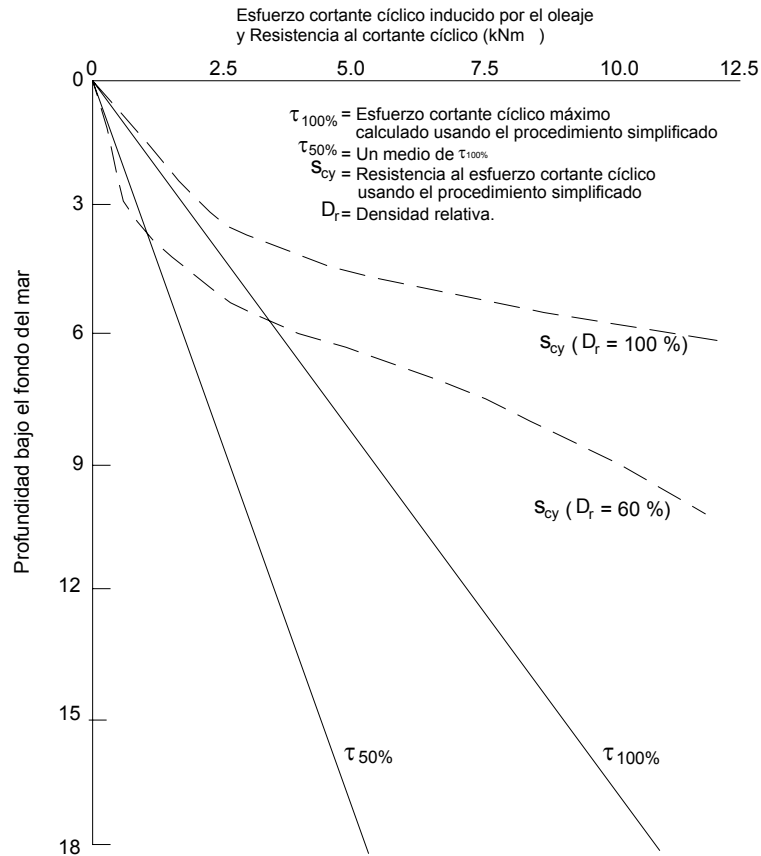


Figura 1.27 Análisis simplificado de licuación inducida por el oleaje en océanos para el tanque Ekofisk en el mar del norte (Nataraja y Gill 1983)

ANALISIS DE ISHIHARA Y YAMAZAKI

Este método incluye los siguientes pasos:

- 1) Especificación de las condiciones de la tormenta de diseño, incluyendo la inclinación de las olas Ho/Lo debajo del agua, y la longitud de ola Lo o el periodo de la ola T.
- 2) Evaluación de la resistencia al esfuerzo cortante cíclica de los depósitos de arena del fondo marino expresada como la relación de esfuerzo cíclico $(\tau/\sigma'_v)\ell$ para causar licuación. Esto puede ser calculado aproximadamente como sigue:

$$(\tau / \sigma'_v) \ell = 0.00278 D_r \frac{1 + 2k_0}{3} \quad (1.36)$$

Donde D_r es la densidad relativa (en porcentaje), y k_o es el coeficiente de presión de tierras en reposo.

- 3) Si la relación de la fuerza cortante cíclica de la ecuación 1.36 es mayor de 0.23 no se espera la falla por licuación en el depósito. En caso contrario la licuación es una posibilidad. Para valores dados de la inclinación de las olas H_o/L_o y la fuerza cortante cíclica estimada por la ecuación 1.36, de la Figura 1.13 se puede leer un valor de h/L . Los valores de h/L corresponden a valores escogidos arbitrariamente de la relación de esfuerzos cíclicos en exceso a la relación de fuerzas cortantes para la falla también pueden ser leídos al mismo tiempo.
- 4) Para cada valor de h/L determinado arriba, la profundidad del agua h y la longitud de la onda L puede ser determinada por la ecuación 1.12 usando la longitud de onda L_o preescrita para aguas profundas.
- 5) El valor de la profundidad del agua así determinada representa la profundidad del agua a la cual la licuación puede ocurrir en la superficie del fondo marino. En áreas de poca profundidad, donde la relación de esfuerzos cíclicos en la línea de sedimentos es mayor, y usando la ecuación 1.20 o la Figura 1.9 es posible determinar el factor de profundidad z/L al cual la relación de esfuerzos es igual a la relación de esfuerzo cortante cíclica (τ/σ'_v). Esta profundidad z es entonces la profundidad hasta la cual la licuación se extiende, y puede ser calculada ya que L se determinó en el paso 4.

Son necesarias algunas modificaciones menores a este procedimiento si la relación de carga cortante cíclica no es constante con la profundidad. También si la profundidad del agua es constante, el cálculo de la profundidad a la cual se extiende la licuación es más directo y requiere un solo cálculo para el valor apropiado de h/L .

Ishihara y Yamazaki (1984) presentaron un ejemplo de la aplicación de este método, como el mostrado en la Figura 1.28. Se supone una tormenta debajo del agua condicionada a que $H_o/L_o = 0.055$ y la longitud de la ola $L_o = 200$ m. Se consideran dos tipos de suelo: una arena suelta con una densidad relativa del 50% y $k_o=0.5$ y una arena de densidad media con $D_r=70\%$ y $k_o=0.7$. La Figura 2.28 muestra los resultados de estos cálculos. Para la arena suelta la licuación comienza cuando la profundidad del agua se reduce a 37m y continúa casi a la costa. Una profundidad máxima de 17.7 m se licua, al punto donde la profundidad del agua es 14 m. Para la arena más densa, la extensión de la licuación es considerablemente menor, como era de esperarse.

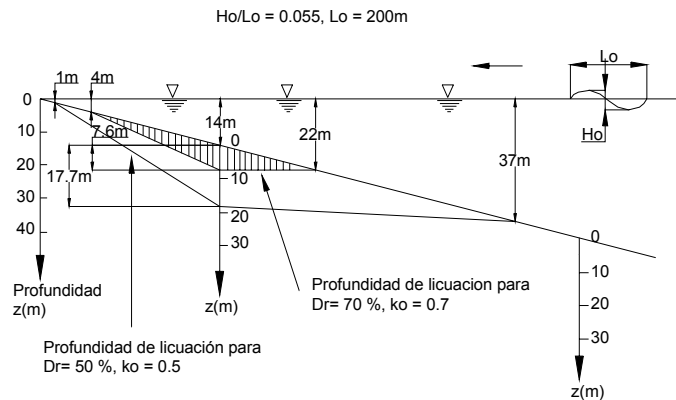


Figura 2.28 Análisis simplificado de licuación inducida por el oleaje en el océano para el tanque Ekofisk en el mar del norte (Nataraja y Gill 1983)

1.4 Efectos de Sismo

1.4.1 Introducción

Generalmente se considera que los sismos se generan a causa de la liberación de esfuerzos debido a deslizamientos bruscos a lo largo de fallas geológicas. La onda de esfuerzos resultante se propaga a través de la tierra como ondas primarias o de compresión (ondas P) y ondas secundarias o de cortante (ondas S), predominantemente a través de capas de roca. Una medida de la energía liberada por el sismo es la magnitud Richter, M , definida como

$$M = \log_{10} A \quad (1.37)$$

Donde A es el registro de la amplitud (en μm) de un sismógrafo estándar localizado en terreno firme a 100 km del epicentro del sismo.

Los sismos de magnitud 5 o mayor son potencialmente perjudiciales para los trabajos de ingeniería. Cuanto más grande sea un sismo, mayor será la aceleración causada, el rango de frecuencia y la duración de la liberación de energía. Típicamente, un sismo de magnitud 7.5 tiene una duración de movimiento de alrededor de 30 s.

El ingeniero geotecnista debe de enfrentar los siguientes problemas (Selnes, 1982):

- Evaluar los efectos de la geología local y las condiciones de los suelos cuando se presenta vibración debido a un sismo.

- b) Evaluar los efectos de la vibración del terreno en la estabilidad y deformación de los depósitos de suelo.
- c) Garantizar la seguridad, diseños resistentes contra sismo de cimentaciones y estructuras de suelo.
- d) Evaluar las características dinámicas de los suelos de cimentación para usarlos en diseños estructurales.

Mientras esas tareas comúnmente son para problemas en tierra o mar adentro, los problemas mar adentro muestran algunas diferencias, incluyendo las siguientes:

- a) Las estructuras mar adentro son generalmente mucho mayores que las que están mar afuera.
- b) Otras fuerzas ambientales (e.g. olas) pueden actuar simultáneamente con el sismo.
- c) La presencia de agua cambia las características del movimiento del terreno debido al sismo, e introduce nuevas fuerzas.
- d) Las aceleraciones verticales son más importantes mar adentro que en tierra, ya que las fuerzas verticales del sismo son proporcionales a la masa de la estructura más la masa adherida del agua.
- e) Los sismos pueden causar deslizamiento los cuales pueden viajar distancias muy largas (varios kilómetros).
- f) Los sismos pueden originar maremotos, los cuales incluyen la propagación de ondas P a través del agua y dan como resultado daños perjudiciales para embarcaciones en el océano.

A pesar del reconocimiento de estas diferencias, algunos procedimientos usan el análisis para problemas de sismo mar adentro que está basado directamente en procedimientos desarrollados para problemas en tierra. Un considerable trabajo queda por hacer para desarrollar procedimientos específicamente para problemas mar adentro.

En la literatura de geotecnia abunda en artículos que tratan los análisis de depósitos de suelo sujetos a sismos y el análisis de los problemas de la interacción suelo – estructura bajo cargas de sismo. Varias técnicas analíticas (basadas en un principio en el método de elemento finito) han sido desarrolladas y algunos de los programas de cómputo desarrollados para la evaluación de estos análisis han sido resumidos por Selnes (1982). En esta sección, la atención se limitará a dos aspectos relevantes para la evaluación de la estabilidad del lecho marino: el cálculo de la estabilidad del talud bajo cargas de sismo y la evaluación

del potencial de licuación de depósitos de arena en el fondo marino sujetos a carga de sismo.

1.4.2 Análisis de la estabilidad del talud por equilibrio límite

El procedimiento más común para incorporar los efectos del sismo al análisis de la estabilidad de taludes es usar un análisis pseudo estático en el cual las cargas del sismo son representadas por fuerzas estáticas verticales y horizontales equivalentes. El análisis pseudo estático más general de equilibrio límite apropiado para la evaluación de la estabilidad de taludes submarinos es el descrito por Finn y Lee (1978). Las cargas del sismo son representadas por fuerzas sísmicas horizontales pseudo estáticas aplicadas al centro de gravedad de cada deslizamiento.

Un método más simple es usar un análisis de talud infinito, como el usado por Morgenstern (1967). La Figura 1.29 muestra las bases del análisis, el cual es una extensión de lo discutido en la sección 1.2 para cargas gravitacionales. Este es un análisis de esfuerzos totales sin drenar para taludes de arcilla y la influencia del sismo se incorpora introduciendo un cuerpo de fuerza horizontal la cual es una fracción, k , de la fuerza de gravedad. Como lo nota Morgenstern, los sismos también producirán una aceleración vertical, la cual es usualmente menor que la aceleración horizontal, es por eso que se desprecia en este análisis simple.

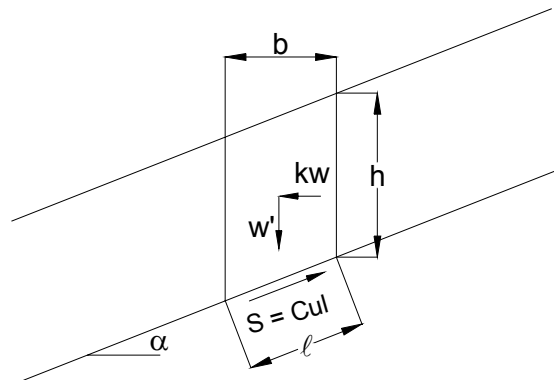


Figura 1.29 Equilibrio de un talud infinito en condiciones no drenadas, con una fuerza de sismo

Considerando el equilibrio de la dovela en la Figura 1.29, resolviendo las fuerzas paralelas al talud, se obtiene, para la falla del talud:

$$c_u \ell = W \operatorname{sen} \alpha + kW \operatorname{cos} \alpha \quad (1.38)$$

Reacomodando la ecuación 1.38 se obtiene la relación entre la resistencia al esfuerzo cortante adimensional y el ángulo de talud α al cual la falla ocurrirá.

$$\frac{c_u}{\gamma' h} = \left(\frac{1}{2} \operatorname{sen} 2\alpha + k \cos^2 \alpha \frac{\gamma}{\gamma'} \right) \quad (1.39)$$

La Figura 1.30 muestra la relación entre el máximo ángulo de talud estable α , $c_u/\gamma'h$ y el coeficiente sísmico, k , para $\gamma'/\gamma=0.4$. A medida que se tengan los valores más grandes de k , menor será el ángulo de talud que puede soportar sin falla.

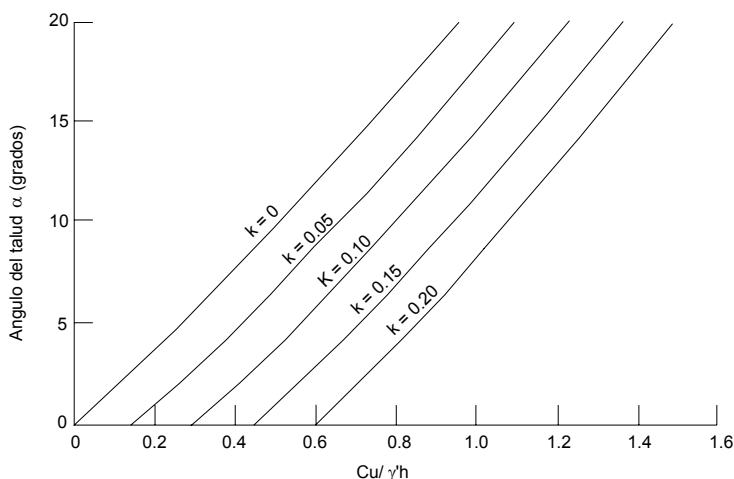


Figura 1.30 Relación entre el máximo ángulo del talud y la resistencia no drenada para cargas de sismo (Morgenstern 1967)

Se han llevado a cabo un gran número de análisis de derrumbes submarinos (e.g. Almagor y Wiseman 1977. Lee et al. 1981, Almagor et al. 1984) los cuales sugieren que la causa más probable de los derrumbes fue la acción del sismo. Como puede verse en la Figura 1.30, para un sedimento típico con $c_u/\gamma'h = 0.25$ un talud de 1 grado requiere únicamente una aceleración de alrededor de 6% de la gravedad ($k=0.06$) para causar la falla.

También es posible utilizar un análisis de esfuerzos efectivos para un talud infinito sujeto a cargas de sismo. El procedimiento más directo es el análisis parcialmente drenado descrito en la sección 1.2.3 siendo los excesos de presiones de poro los máximos valores residuales debido a la excitación del sismo.

1.4.3 Evaluación de la licuación potencial

Métodos simplificados de evaluación de la licuación potencial bajo cargas de sismo han sido presentados por Seed e Idriss (1971), Ishihara (1977). Iwasaki et al (1984), Seed et al (1983,1984) y Robertson y Campanella (1985), los tres primeros métodos emplean información de pruebas de laboratorio para evaluar las

condiciones de esfuerzo necesarias para causar licuación, mientras que los últimos tres emplean información de pruebas de penetración standard in-situ.

La mayoría de estos métodos incluyen tres pasos principales:

- 1) La estimación del esfuerzo cortante cíclico inducido a varias profundidades en el suelo por el sismo y el número de ciclos de esfuerzo significantes.
- 2) La estimación de la resistencia al esfuerzo cortante cíclica del suelo, i.e. la relación de esfuerzo cortante cíclico que se requiere para causar la licuación inicial del suelo en el número de ciclos especificados.
- 3) La comparación entre el esfuerzo cortante cíclico inducido y la resistencia al esfuerzo cortante cíclica, en zonas donde el esfuerzo cortante inducido exceda el esfuerzo cortante requerido para causar la licuación inicial, existe licuación potencial.

El método sugerido por Seed et al (1983) es particularmente directo de aplicar. La relación de esfuerzos cíclicos desarrollados en el suelo debido a la vibración del sismo es calculada por la siguiente expresión:

$$\frac{\tau_h}{\sigma'_0} \approx 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma_0}{\sigma'_0} r_d \quad (1.40)$$

Donde a_{\max} es la máxima aceleración en la superficie del terreno, g es la aceleración debida a la gravedad, σ_0 es la presión de sobrecarga total a la profundidad en consideración, σ'_0 es la presión de sobrecarga efectiva a la profundidad en consideración y r_d es un factor de reducción de esfuerzos; r_d puede ser obtenida con la siguiente expresión:

$$r_d = 1.0 - 0.015z \quad (1.41)$$

Donde z es la profundidad, en m. Aplicando la ecuación 1.40 para situaciones mar adentro, se supone que σ_0 no incluye los esfuerzos debidos al agua sobre el fondo marino y únicamente se refiere a los esfuerzos totales debidos al suelo.

Seed (1979) y Seed et al (1983) propusieron que la relación de esfuerzos cíclicos para causar la licuación inicial puede ser determinada para una resistencia a la penetración modificada $N_1 = NC_N$, y la magnitud del sismo M . Una correlación modificada fue propuesta por Seed et al (1984) en la cual la relación de esfuerzos para causar licuación fue relacionada con una correcta modificación del valor de N_1 , $(N_1)_{60}$. Este valor representa el valor de la SPT corregido para la presión de sobrecarga y normalizado para una relación de energía de 60% en el tubo de barrenación. $(N_1)_{60}$ se relaciona con la medición del valor N de la SPT como sigue:

$$(N_1)_{60} = N \frac{ERm}{60} C_N \quad (1.42)$$

Donde N es el valor de SPT, ERm es la relación de energía del tubo de barrenación, y C_N es el factor de corrección por sobrecarga. Los valores de C_N están tabulados en la Tabla 1.1.

El factor ERm/60 varia dependiendo del procedimiento utilizado en la prueba SPT, esto varia de país a país. Seed et. al. (1984) estimaron valores entre el rango 0.75 (para martillo de dona, cable y martillo realizadas en Argentina) a 1.30 (para martillo de dona y martillo de caída libre realizadas en Japón).

Tabla 1.1 Factor de corrección C_N de la SPT (Según Seed et al 1984)

Sobrecarga de presión efectiva σ_{vo}' (kN m ⁻²)	C_N	
	Dr=40-60%	Dr=60-80%
50	1.36	1.36
100	0.97	0.97
200	0.67	0.72
400	0.42	0.50
500	0.38	0.46

Los dos grupos de correlaciones son mostrados en la Figura 1.31. La primera correlación con N sugiere que la relación de esfuerzos para causar la licuación se relaciona linealmente cuando N_1 se acerca a $N_1 = 35$ golpes/300 mm, y es dado aproximadamente por $N_1/70$ para sismos de magnitud 6, $N_1/90$ para sismos de magnitud 7.5 y $N_1/100$ para sismos de magnitud 8.25. La última correlación con $(N_1)_{60}$ considera únicamente sismos de magnitud 7.5. Los siguientes factores de corrección para la relación de esfuerzos para causar la licuación pueden ser aplicados para otras magnitudes de sismo M:

M=8.5	Factor = 0.89
M=6.75	Factor = 1.13
M=6	Factor = 1.32
M=5.25	Factor = 1.50

Una estimación alternativa de la relación de esfuerzos cíclicos para causar la licuación inicial puede obtenerse de la correlación en una resistencia de cono modificada Q_c presentada por Robertson y Campanella (1985). Esta correlación para M=7.5 es mostrada en la Figura 1.32. Q_c se determina como sigue:

$$Q_c = q_c C_Q \quad (1.43)$$

Donde q_c es la medida de la resistencia del cono y C_Q es el factor de corrección dependiendo del esfuerzo vertical efectivo y se muestra en la Figura 1.33.

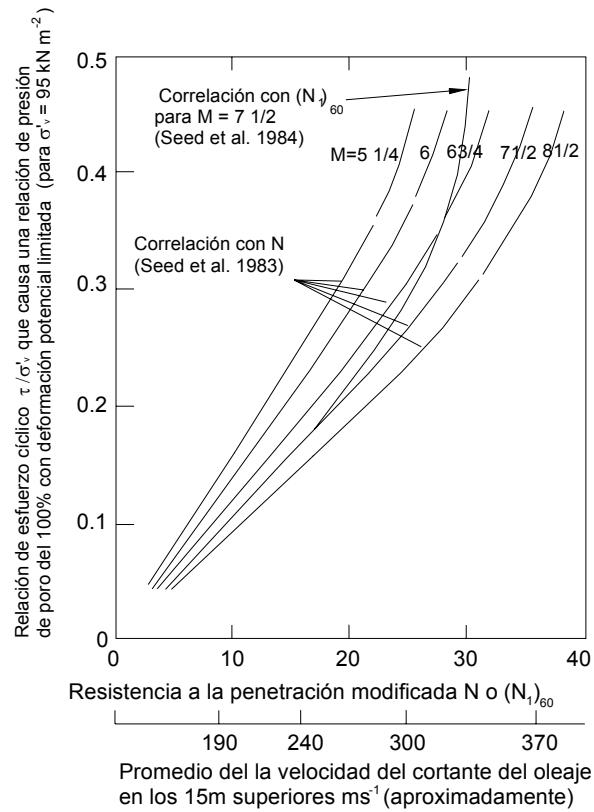


Figura 1.31 Evaluación de la licuación potencial para diferentes magnitudes de sismos (Seed et al 1983,1984)

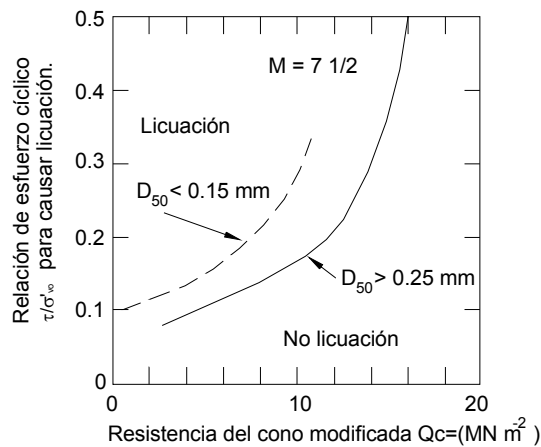


Figura 1.32 Correlaciones propuestas entre la resistencia a la licuación bajo las condiciones del nivel del terreno y la resistencia modificada del cono de penetración para arena y arenas limosas (Robertson y Campanella 1985)

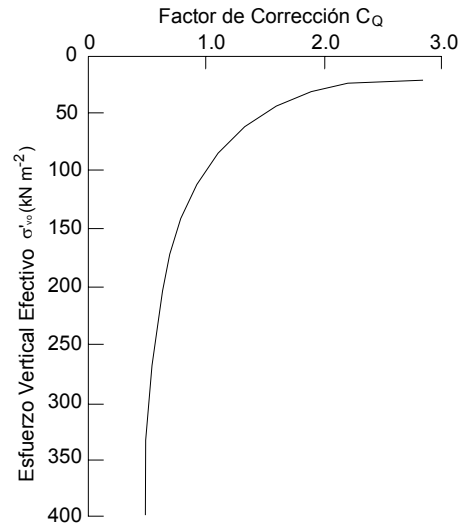


Figura 1.33 Variación propuesta del factor de corrección CQ con presión de sobrecarga efectiva (Robertson y Campanella 1985)

Iwasaki et al (1984) adoptaron un método similar pero extendieron el método de Seed et al (1983) en dos sentidos: 1) usando los resultados de algunas pruebas de cortante cíclico sin drenar en muestras inalteradas para estimar la resistencia al esfuerzo cortante cíclica 2) introduciendo el concepto de índice de licuación potencial para estimar la probabilidad de licuación en un sitio dado. Ellos definen el factor de resistencia a la licuación F_L como:

$$F_L = R / S_s \quad (1.44)$$

Donde R es la fuerza cortante normalizada sin drenar in-situ del suelo y S_s es la relación de esfuerzo cortante cíclico debido al sismo. Basado en información de laboratorio, R se determina como sigue:

a) para $0.04 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 0.6 \text{ mm}$

$$R = 0.0822 \left(\frac{N}{\sigma_v' + 0.7} \right)^{0.5} + 0.225 \log_{10} \frac{0.35}{D_{50}} \quad (1.45a)$$

b) para $0.6 \text{ mm} \leq D_{50} \leq 1.5 \text{ mm}$

$$R = 0.0822 \left(\frac{N}{\sigma_v' + 0.7} \right)^{0.5} - 0.05 \quad (1.45b)$$

Donde N es la resistencia de la prueba de penetración estándar (SPT), σ_v' es la presión de sobrecarga efectiva (en kgf cm^{-2}) y D_{50} es el diámetro de la partícula menor (en mm).

La relación de esfuerzos cíclicos S_s es dada por la ecuación 1.40.

El índice de licuación potencial I_L se define entonces como

$$I_L = \int_0^{20} FW(z)dz \quad (1.46)$$

Donde:

$$y \quad \begin{array}{ll} F=1-FL & \text{para } FL \leq 1.0 \\ F=0 & \text{para } FL > 1.0 \end{array}$$

$W(z) = 10 - 0.5z$ y z es la profundidad (en m).

Basados en observaciones de campo en tierra, Iwasaki et al propusieron el siguiente procedimiento simplificado para evaluar el riesgo de licuación:

$I_L = 0$	Muy bajo riesgo
$0 < I_L \leq 5$	Bajo riesgo
$5 < I_L \leq 15$	Alto riesgo
$15 < I_L$	Muy alto riesgo

Un ejemplo de la evaluación de la licuación potencial usando el método anterior se muestra en la Figura 1.34. Se considera una capa uniforme de arena de 20 m de espesor con un tamaño de grano medio D_{50} de 0.25 mm y un perfil de SPT como el que se muestra en la Figura 1.34a. El índice de licuación potencial I_L claramente depende de la máxima aceleración del terreno. Para $a_{\max}/g=0.075$, I_L alrededor de 0.09, con una pequeña región cerca de la superficie donde la licuación pueda ocurrir. Sin embargo, para $a_{\max}/g = 0.125$, la licuación puede extenderse a una profundidad de 9 m e I_L es de alrededor de 16.8, indicando un muy alto riesgo de licuación.

1.4.4 Análisis de potencial de licuación con esfuerzos efectivos

Los análisis anteriores para evaluar el potencial de licuación asumen que el suelo está en una condición sin drenar durante el periodo completo del sismo. Esta suposición generalmente es conservadora, mientras se genere simultáneamente generación y disipación de la presión de poro. La respuesta dinámica de la capa de arena es dominada por los incrementos progresivos de la presión de poro que se desarrollan durante un sismo. La resistencia a la deformación en cualquier punto en el depósito de arena depende del esfuerzo efectivo, el cual depende de la presión de poro. De esta manera un análisis completo de la respuesta de la

capa de arena a la excitación del sismo y su consiguiente licuación potencial, requiere un análisis que considere la generación y disipación de la presión de poro, en vez de asumir inherentemente que las condiciones sin drenar prevalecerán y que no ocurrirá disipación de la presión de poro. Este análisis permite determinar las presiones de poro y los desplazamientos en el suelo. Finn et al (1977) desarrollaron un análisis el cual permite la determinación cuantitativa de la distribución de la presión de poro y los efectos que el drenaje y el flujo interno tienen en la localización y tiempo de la licuación.

El análisis incluye el uso de ecuaciones constitutivas no lineales para la arena las cuales toman en cuenta los siguientes factores: el módulo de cortante inicial in-situ, la variación del módulo de cortante con la deformación cortante, la simultánea generación y disipación de la presión de poro, cambios en los esfuerzos efectivos normales medios, la humedad y el endurecimiento. Un ejemplo de los efectos de la disipación en la generación de exceso de presión de poro se muestra en la Figura 1.35 para tres valores de permeabilidad k , la reducción significativa de la presión de poro para los suelos más permeables es evidente.

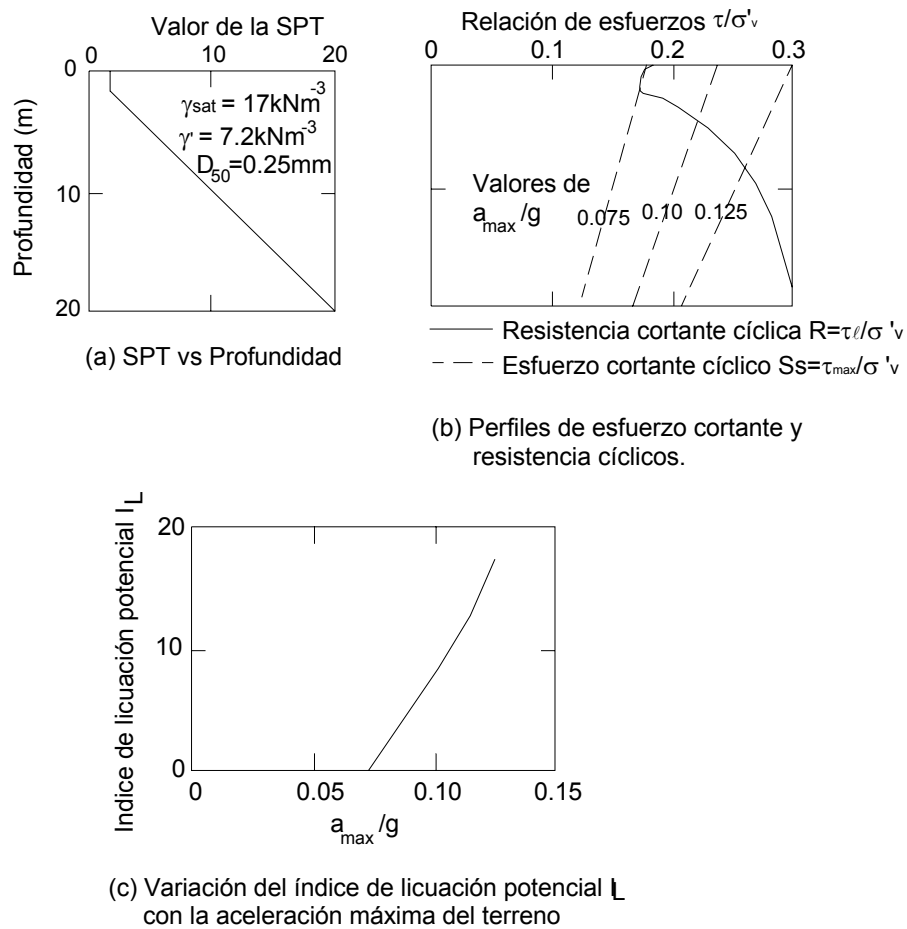


Figura 1.34 Ejemplo de licuación potencial medida por el método de Iwasaki et al

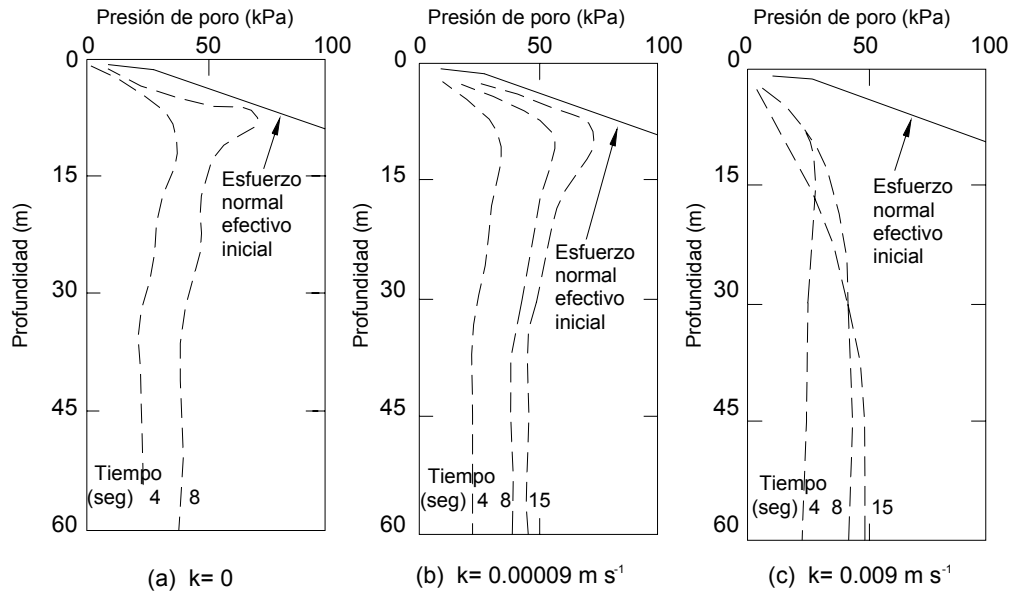


Figura 1.35 Distribuciones de presiones de poros para diferentes valores de k (Finn et al 1977)

Un procedimiento simplificado ha sido desarrollado por Martin y Seed (1979), en el cual la no-linealidad de la relación esfuerzo–deformación para arenas bajo cortante cíclico es separada para la degradación gradual de la rigidez causada por el aumento de la presión de poro. Este procedimiento enfatiza tres fenómenos de generación de presión de poro, redistribución de la presión de poro, disipación de la presión de poro y la degradación progresiva de la rigidez causada por el aumento de la presión de poro.

El análisis puede ser desarrollado en una serie de tres pasos, como sigue:

PASO 1: ANALISIS DE LA RESPUESTA DEL TERRENO A LA GENERACIÓN DE PRESIÓN DE PORO

La velocidad de generación de la presión de poro puede determinarse conociendo las características de licuación o la movilidad cíclica del suelo, el nivel del esfuerzo cortante cíclico en el suelo y la frecuencia de carga en ese nivel de esfuerzos. La siguiente expresión fue derivada por Martin y Seed:

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\sigma_0'}{N_\ell} \frac{dF}{dr_N} \frac{dN}{dt} \quad (1.47)$$

Donde u_g es el exceso de presión de poro, σ_0' es la presión de confinamiento efectiva, N_ℓ es el número de ciclos que causa la licuación (relación de presión de

poro del 100%), $r_N = N/N_e$, N es el número de ciclos, F es una función de la generación de presión de poro:

$$\approx \frac{2}{\pi} \text{sen}^{-1}(r_N)^{0.5/\alpha}$$

y $\alpha \cong 0.7$ para un rango de arenas.

N_e puede ser obtenido en laboratorio de pruebas de cortantes cíclicos o pruebas triaxiles cíclicas, el número de esfuerzos cíclicos equivalentes, N_{eq} , desarrollados por el movimiento del sismo pueden ser determinados examinando la historia de los esfuerzos cortantes desarrollados en el perfil (de un análisis de la respuesta del sitio), o alternativamente por el uso de directrices aproximadas mostradas en la Tabla 1.2.

Tabla 1.2 Directrices para determinar la velocidad de la carga cíclica uniforme por unidad de tiempo (Martin y seed 1979)

Magnitud del sismo	Neq	Duración de la fuerza del movimiento, t_D (s)	d/v/dt (ciclos por segundo)
5.5-6	5	8	0.6
6.5	8	14	0.6
7	12	20	0.6
7.5	20	40	0.5
8	30	60	0.5

Nota: $d/v/dt = N_{eq}/t_D$.

PASO 2: ANALISIS DE LA LICUACIÓN DEBIDA A LA GENERACIÓN Y REDISTRIBUCIÓN DE LA PRESIÓN DE PORO

La variación de la presión de poro en el tiempo requiere la solución de la siguiente ecuación:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{I}{m_v \gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left(k \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (1.48)$$

Donde m_v es el coeficiente de disminución de volumen, k es la permeabilidad, γ_w es el peso volumétrico del agua, u es el exceso de presión de poro para el tiempo t y u_g es el exceso de presión de poro generada. El más importante de estos parámetros es la permeabilidad k.

PASO 3: ANALISIS DE LA RESPUESTA DE LOS ESFUERZOS EFECTIVOS DEBIDO A LA PRESIÓN DE PORO INDUCIDA POR REBLANDECIMIENTO.

El aumento de la presión de poro se asocia con una disminución en la rigidez del suelo y la presión de confinamiento y por lo tanto un incremento en las deformaciones. La degradación progresiva de la rigidez del suelo puede ser evaluada del análisis realizado para la presión de poro en el paso 2, asumiendo que el módulo de cortante de las arenas a bajas deformaciones es proporcional a la raíz cuadrada de la presión de confinamiento existente σ'_c .

De esta manera:

$$\frac{G \text{ al tiempo } t}{G \text{ al tiempo } 0} \approx \frac{m_v \text{ al tiempo } 0}{m_v \text{ al tiempo } t} = \left[\frac{\sigma'_c \text{ al tiempo } t}{\sigma'_c \text{ al tiempo } 0} \right]^{0.5} \quad (1.49)$$

El análisis de la respuesta del suelo (paso 1) puede por lo tanto rehacerse usando los valores reducidos del módulo de cortante; esto es, el procedimiento en general es iterativo, los pasos 1-3 deben ser repetidos hasta que el nivel de esfuerzos calculado del último análisis de la respuesta del suelo sea igual al calculado en el análisis previo. Sin embargo, los efectos de esta reducción de esfuerzos pueden ser considerados por aproximación seleccionando un factor de reducción de esfuerzos en un rango entre 0.85 y 1.0. De esta manera, el análisis de esfuerzos efectivos puede ser usualmente desarrollado sin la necesidad de iterar.

Las ventajas del procedimiento simplificado de Martin y Seed son las siguientes:

- a) Permite la separación del problema involucrando análisis de la respuesta dinámica y el aumento de la presión de poro, con lo cual los efectos de cada uno pueden ser vistos más claramente.
- b) Se requiere poca información de pruebas y esta se obtiene fácilmente de pruebas estándares cíclicas en arenas.
- c) Para suelos relativamente impermeables ($k < 10^{-4}$), ocurren pequeñas redistribuciones de las presiones de poro o no ocurren, y el cálculo de la presión de poro desarrollada puede hacerse manualmente, dando una idea más clara del mecanismo del problema.

2. Estudio paramétrico

En el presente capítulo se estudió la influencia de factores tales como; altura del talud, altura de marea, sismos y peso de la escollera en la estabilidad de los taludes sumergidos, para estos análisis se utilizaron los programas de cómputo "SLOPE/W" y "PLAXIS", el primero realiza el análisis mediante la teoría del equilibrio límite, mientras que el segundo lo hace utilizando el método del elemento finito, también se analiza la influencia de las corrientes marinas y la susceptibilidad a la licuación por sismo, esto mediante los procedimientos descritos en el capítulo anterior.

2.1 Estudios previos

2.1.1 Levantamiento batimétrico

Del levantamiento batimétrico se tomaron en cuenta la sección tipo del canal de acceso así como las dimensiones de la escollera, estas geometrías son las que se utilizaron en los modelos para los programas de cómputo.

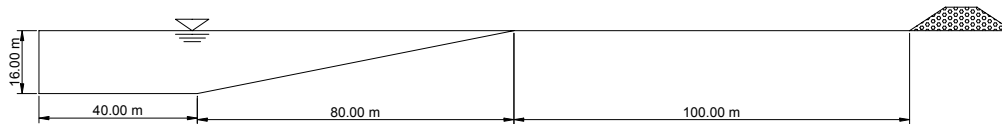


Figura 2.1. Sección tipo, al poniente del canal de acceso (la sección es simétrica)

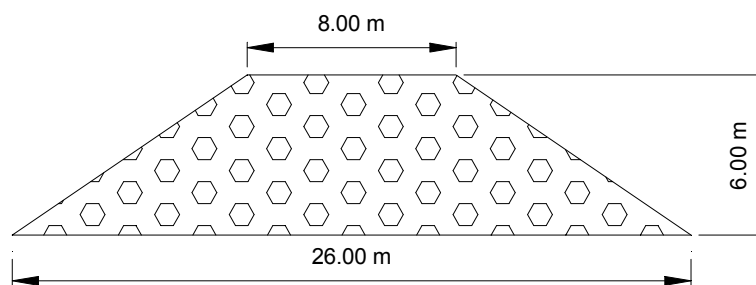


Figura 2.2. Sección tipo de la escollera utilizada

2.1.2 Estudio geotécnico

Para la modernización de Puerto Madero en Chiapas es necesario hacer estudios relacionados con la ampliación de la sección del canal de acceso. Dichos estudios están enfocados con el análisis de la estabilidad de los taludes tomando en consideración diferentes profundidades de dragado que toman valores de 10, 12, 15 y 16 m. La propuesta inicial en cuanto a la inclinación de los taludes es de 5:1. El canal de acceso al puerto y la localización de los sondeos exploratorios se muestran en la Figura 2.3

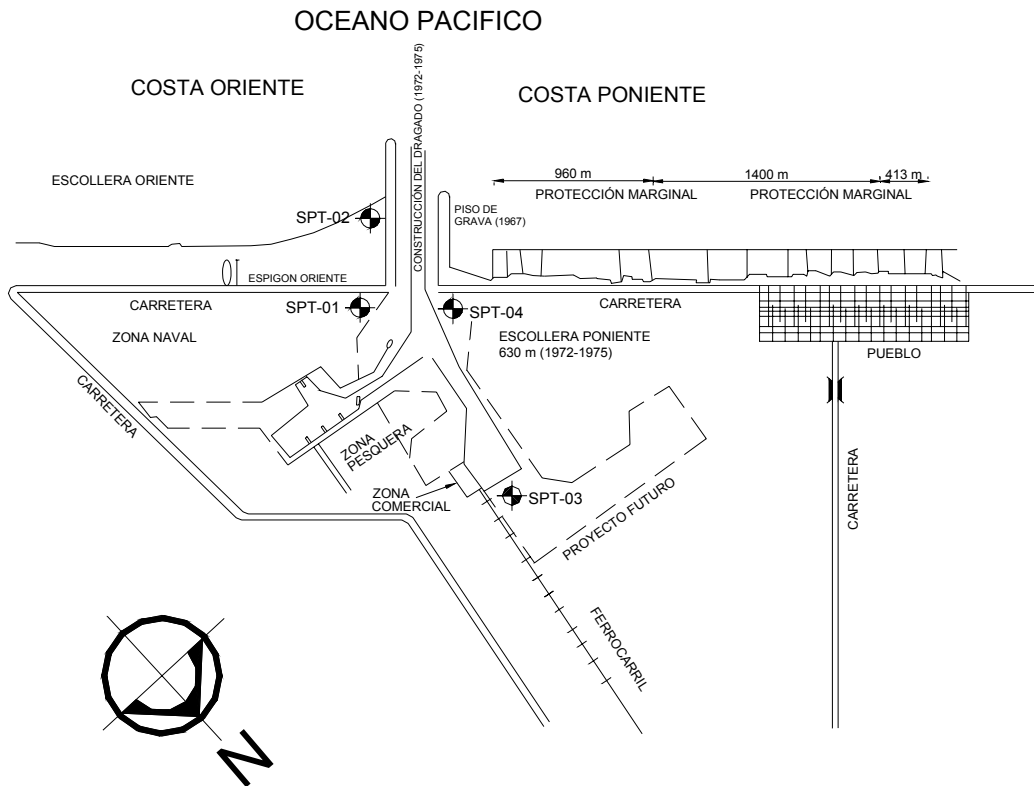


Figura 2.3 Localización de los sondeos exploratorios, pruebas de penetración estándar (SPT)

2.1.2.1 Determinación de las características físicas y esfuerzos de los materiales encontrados en los cuatro sondeos realizados en Puerto Madero, Chiapas

De la información obtenida de las exploraciones realizadas en los sondeos efectuados, se realizó el cálculo y determinación de sus propiedades con el fin de utilizarlas para el análisis de la estabilidad de los taludes en el canal de acceso al puerto.

2.1.2.2 Determinación del γ_{sat} peso específico saturado

$$\gamma_{sat} = (1 + w) * \gamma_w S_s / (1 + w S_s) \tag{2.1}$$

Donde:

- W Humedad del material
- γ_w Peso específico del agua = 10 kN/m³
- Ss Densidad de sólidos

Para la utilización de la ecuación 2.1, se hizo uso de los datos de los porcentajes de humedad obtenidos del estudio de mecánica de suelos efectuado en los cuatro sondeos exploratorios realizados en Puerto Madero. Los resultados se presentan en la Tabla 2.1.

El análisis de los esfuerzos verticales que se presentan en los taludes en cuestión son considerando un material areno - limoso el cual presenta una compacidad relativa de media a firme, los valores del esfuerzo vertical se presentan en la Tabla 2.1. Se consideran los esfuerzos a las profundidades a las cuales se obtuvieron las muestras (sondeos exploratorios).

Tabla 2.1 a) Características físicas del material, sondeo exploratorio No. 1

Prof. de	a	W %	S _s	γ _{sat} kN/m ³	F %	A %	G %	Nf	σ Kn/m ²	σ' Kn/m ²	σ' Ton/ft ²	Cn	N'
0.00	0.60	2.24	2.75	26.48	13.0	85.0	2.0	10	15.89	9.89	0.092	3.30	32.98
0.60	1.20	2.68	2.78	26.57	8.0	92.0	0.0	19	31.83	19.83	0.184	2.33	44.26
1.20	1.80	4.86	2.76	25.52	6.0	94.0	0.0	17	47.14	29.14	0.271	1.92	32.67
1.80	2.40	5.21	2.75	25.31	5.0	95.0	0.0	25	62.33	38.33	0.356	1.68	41.89
2.40	3.00	16.72	2.83	22.42	9.0	91.0	0.0	36	75.78	45.78	0.425	1.53	55.19
3.00	3.60	17.95	2.80	21.98	8.0	92.0	0.0	49	88.97	52.97	0.492	1.43	69.84
3.60	4.20	18.07	2.68	21.32	5.0	95.0	0.0	29	101.76	59.76	0.555	1.34	38.91
4.20	4.80	18.52	2.65	21.07	4.0	96.0	0.0	32	114.40	66.40	0.617	1.27	40.74
4.80	5.40	15.1	2.63	21.67	7.0	93.0	0.0	48	127.40	73.40	0.682	1.21	58.12
5.40	6.00	17.31	2.68	21.48	6.0	94.0	0.0	49	140.28	80.28	0.746	1.16	56.73
6.00	6.60	22.61	2.70	20.56	7.0	93.0	0.0	47	152.62	86.62	0.805	1.11	52.38
6.60	7.20	18.91	2.74	21.46	9.0	91.0	0.0	49	165.49	93.49	0.869	1.07	52.57
7.20	7.80	24.56	2.68	20.13	5.0	95.0	0.0	31	177.57	99.57	0.925	1.04	32.23
7.80	8.40	24.28	2.69	20.22	14.0	86.0	0.0	40	189.71	105.71	0.982	1.01	40.36
8.40	9.00	27.04	2.67	19.70	12.0	88.0	0.0	36	201.53	111.53	1.036	0.98	35.36
9.00	9.60	21.41	2.74	20.97	14.0	85.0	1.0	42	214.11	118.11	1.098	0.95	40.09
9.60	10.20	26.44	2.72	20.00	8.0	92.0	0.0	39	226.11	124.11	1.153	0.93	36.31
10.20	10.80	26.15	2.76	20.22	5.0	95.0	0.0	36	238.24	130.24	1.210	0.91	32.72
10.80	11.40	27.23	2.77	20.09	7.0	93.0	0.0	35	250.30	136.30	1.267	0.89	31.10
11.40	12.00	25.68	2.68	19.95	19.0	81.0	0.0	36	262.27	142.27	1.322	0.87	31.31
12.00	12.60	30.11	2.65	19.18	16.0	84.0	0.0	33	273.77	147.77	1.373	0.85	28.16
12.60	13.20	30.89	2.71	19.31	14.0	86.0	0.0	29	285.36	153.36	1.425	0.84	24.29
13.20	13.80	32.11	2.72	19.18	22.0	78.0	0.0	27	296.87	158.87	1.476	0.82	22.22
13.80	14.40	39.85	2.57	17.76	82.0	18.0	0.0	31	307.52	163.52	1.520	0.81	25.15
14.40	15.00	36.49	2.65	18.39	41.0	59.0	0.0	29	318.55	168.55	1.566	0.80	23.17

Donde:

W	humedad del material	Nf	número de golpes
S _s	densidad de sólidos	σ	esfuerzo total
γ _{sat}	peso específico saturado kN/m ³	σ'	esfuerzo efectivo
F	porcentaje de material fino	Cn	factor de corrección
A	porcentaje de arena	N'	número de golpes corregido
G	porcentaje de grava		

Tabla 2.1 b) Características físicas del material, sondeo exploratorio No. 2

Prof.		W	S _s	γ _{sat}	F	A	G	Nf	σ	σ'	σ'	Cn	N'
de	a	%		kN/m ³	%	%	%		Kn/m ²	Kn/m ²	Ton/ft ²		
0.00	0.60	5.63	2.78	25.39	5.0	95.0	0.0	2	15.23	9.23	0.086	3.41	6.83
0.60	1.20	9.17	2.75	23.98	2.0	98.0	0.0	3	29.6201	17.62	0.164	2.47	7.41
1.20	1.80	21.00	2.69	20.80	26.0	74.0	0.0	25	42.0997	24.10	0.224	2.11	52.83
1.80	2.40	27.95	2.65	19.48	22.0	78.0	0.0	18	53.7872	29.79	0.277	1.90	34.21
2.40	3.00	24.53	2.70	20.23	24.0	76.0	0.0	19	65.9232	35.92	0.334	1.73	32.88
3.00	3.60	24.14	2.55	19.59	17.0	83.0	0.0	18	77.6797	41.68	0.387	1.61	28.92
3.60	4.20	28.59	2.50	18.75	14.0	86.0	0.0	17	88.9283	46.93	0.436	1.51	25.74
4.20	4.80	25.35	2.58	19.55	16.0	84.0	0.0	15	100.66	52.66	0.489	1.43	21.44
4.80	5.40	23.94	2.68	20.23	12.0	88.0	0.0	11	112.8	58.80	0.546	1.35	14.88
5.40	6.00	27.15	2.65	19.60	10.0	90.0	0.0	13	124.558	64.56	0.600	1.29	16.78
6.00	6.60	27.63	2.64	19.48	12.0	88.0	0.0	16	136.247	70.25	0.653	1.24	19.80
6.60	7.20	25.03	2.61	19.74	14.0	86.0	0.0	17	148.09	76.09	0.707	1.19	20.22
7.20	7.80	29.40	2.63	19.19	16.0	84.0	0.0	14	159.606	81.61	0.758	1.15	16.08
7.80	8.15	30.07	2.58	18.90	11.0	89.0	0.0	20	166.22	86.94	0.808	1.11	22.25
8.15	10.15							BT					

Donde:

W	humedad del material	Nf	número de golpes
S _s	densidad de sólidos	σ	esfuerzo total
γ _{sat}	peso específico saturado kN/m ³	σ'	esfuerzo efectivo
F	porcentaje de material fino	Cn	factor de corrección
A	porcentaje de arena	N'	número de golpes corregido
G	porcentaje de grava		

Tabla 2.1 c) Características físicas del material, sondeo exploratorio No. 3

PUERTO MADERO CHIAPAS
SONDEOS EXPLORATORIOS DE PENETRACION ESTANDAR
SONDEO No. 3

Prof.		W %	S _s	γ _{sat} kN/m ³	F %	A %	G %	Nf	σ Kn/m ²	σ' Kn/m ²	σ' Ton/ft ²	Cn	N'
de	a												
0.00	0.60	19.50	2.56	20.41	83.0	17.0	0.0	13	12.24	6.24	0.058	4.15	53.97
0.60	1.20	30.00	2.55	18.78	81.0	19.0	0.0	9	23.51	11.51	0.107	3.06	27.51
1.20	1.80	26.36	2.61	19.54	71.0	29.0	0.0	17	35.24	17.24	0.160	2.50	42.48
1.80	2.40	40.92	2.55	17.59	55.0	45.0	0.0	13	45.79	21.79	0.202	2.22	28.89
2.40	3.00	37.26	2.45	17.58	63.0	37.0	0.0	27	56.33	26.33	0.245	2.02	54.58
3.00	3.60	29.03	2.43	18.38	66.0	34.0	0.0	5	67.37	31.37	0.292	1.85	9.26
3.60	4.20	32.94	2.46	18.06	64.0	36.0	0.0	13	78.20	36.20	0.336	1.72	22.41
4.20	4.80	30.29	2.62	19.03	52.0	48.0	0.0	24	89.62	41.62	0.387	1.61	38.59
4.80	5.40	38.01	2.44	17.47	74.0	26.0	0.0	40	100.11	46.11	0.428	1.53	61.11
5.40	6.00	36.83	2.46	17.66	74.0	26.0	0.0	44	110.70	50.70	0.471	1.46	64.10
6.00	6.60	36.91	2.62	18.24	69.0	31.0	0.0	31	121.64	55.64	0.517	1.39	43.11
6.60	7.20	23.49	2.63	20.08	12.0	88.0	0.0	30	133.69	61.69	0.573	1.32	39.62
7.20	7.80	42.01	2.44	17.11	89.0	11.0	0.0	33	143.96	65.96	0.613	1.28	42.15
7.80	8.40	39.33	2.56	17.77				35	154.62	70.62	0.656	1.23	43.20
8.40	9.00	31.26	2.60	18.83	28.0	72.0	0.0	21	165.92	75.92	0.706	1.19	25.00
9.00	9.60	29.07	2.62	19.20	29.0	71.0	0.0	5	177.43	81.43	0.757	1.15	5.75
9.60	10.20	29.19	2.63	19.22	45.0	55.0	0.0	5	188.97	86.97	0.808	1.11	5.56
10.20	10.80	33.73	2.61	18.56	43.0	57.0	0.0	5	200.10	92.10	0.856	1.08	5.40
10.80	11.40	29.99	2.53	18.70				19	211.32	97.32	0.904	1.05	19.98
11.40	12.00	36.32	2.41	17.52	65.0	35.0	0.0	50	221.83	101.83	0.946	1.03	51.40
12.00	12.60	35.67	2.40	17.54	64.0	36.0	0.0	50	232.36	106.36	0.988	1.01	50.29
12.60	13.20	30.91	2.14	16.86	58.0	42.0	0.0	50	242.48	110.48	1.027	0.99	49.34
13.20	13.80	34.10	2.16	16.68	57.0	43.0	0.0	50	252.48	114.48	1.064	0.97	48.47
13.80	14.40	35.16	2.18	16.68	56.0	44.0	0.0	48	262.49	118.49	1.101	0.95	45.74
14.40	15.00	31.54	2.41	18.01	46.0	54.0	0.0	49	273.30	123.30	1.146	0.93	45.77

Donde:

W	humedad del material	Nf	número de golpes
S _s	densidad de sólidos	σ	esfuerzo total
γ _{sat}	peso específico saturado kN/m ³	σ'	esfuerzo efectivo
F	porcentaje de material fino	Cn	factor de corrección
A	porcentaje de arena	N'	número de golpes corregido
G	porcentaje de grava		

Tabla 2.1 d) Características físicas del material, sondeo exploratorio No. 4

Prof. de	a	W %	S _s	γ _{sat} kN/m ³	F %	A %	G %	Nf	σ Kn/m ²	σ' Kn/m ²	σ' Ton/ft ²	Cn	N'
0,00	0,60	4,13	2,78	25,97	9	91	0	18	15,58	9,58	0,089	3,35	60,32
0,60	1,20	4,90	2,75	25,42	8	92	0	26	30,83	18,83	0,175	2,39	62,15
1,20	1,80	3,41	2,77	26,17	9	91	0	33	46,54	28,54	0,265	1,94	64,08
1,80	2,40	13,64	2,80	23,03	6	94	0	26	60,35	36,35	0,338	1,72	44,73
2,40	3,00	11,54	2,74	23,22	8	92	0	30	74,28	44,28	0,412	1,56	46,76
3,00	3,60	19,71	2,69	21,04	9	91	0	33	86,91	50,91	0,473	1,45	47,98
3,60	4,20	23,24	2,65	20,21	6	94	0	40	99,04	57,04	0,530	1,37	54,94
4,20	4,80	20,51	2,67	20,79	8	92	0	38	111,51	63,51	0,590	1,30	49,46
4,80	5,40	25,23	2,72	20,20	7	93	0	39	123,63	69,63	0,647	1,24	48,48
5,40	6,00	22,73	2,70	20,53	9	91	0	38	135,95	75,95	0,706	1,19	45,23
6,00	6,60	27,09	2,68	19,73	6	94	0	31	147,79	81,79	0,760	1,15	35,56
6,60	7,20	27,61	2,62	19,40	13	87	0	33	159,43	87,43	0,813	1,11	36,61
7,20	7,80	24,44	2,73	20,38	9	91	0	36	171,66	93,66	0,870	1,07	38,59
7,80	8,40	22,19	2,70	20,63	10	90	0	33	184,04	100,04	0,930	1,04	34,22
8,40	9,00	31,15	2,63	18,96	----	----	----	34	195,41	105,41	0,980	1,01	34,35
9,00	9,60	32,66	2,74	19,18	14	86	0	31	206,92	110,92	1,031	0,98	30,53
9,60	10,20	27,00	2,71	19,87	18	82	0	33	218,85	116,85	1,086	0,96	31,67
10,20	10,80	28,29	2,69	19,60	18	82	0	37	230,61	122,61	1,139	0,94	34,66
10,80	11,40	33,42	2,67	18,83	14	86	0	38	241,90	127,90	1,189	0,92	34,85
11,40	12,00	26,92	2,81	20,30	20	80	0	40	254,08	134,08	1,246	0,90	35,83
12,00	12,60	31,06	2,79	19,59	17	83	0	40	265,84	139,84	1,300	0,88	35,09
12,60	13,20	28,68	2,67	19,46	18	82	0	37	277,51	145,51	1,352	0,86	31,82
13,20	13,80	29,04	2,65	19,32	16	84	0	37	289,11	151,11	1,404	0,84	31,22
13,80	14,40	28,41	2,69	19,58				17	300,85	156,85	1,458	0,83	14,08
14,40	15,00	41,91	2,61	17,69				50	311,47	161,47	1,501	0,82	40,82

Donde:

W	humedad del material	Nf	número de golpes
S _s	densidad de sólidos	σ	esfuerzo total
γ _{sat}	peso específico saturado kN/m ³	σ'	esfuerzo efectivo
F	porcentaje de material fino	Cn	factor de corrección
A	porcentaje de arena	N'	número de golpes corregido
G	porcentaje de grava		

2.1.2.3 Corrección del número de golpes en la prueba de penetración estándar

El número de golpes en pruebas de penetración estándar y su correspondiente corrección (debida al confinamiento con la profundidad) se relaciona con la siguiente ecuación:

$$N' = C_n N_f \quad (2.2)$$

Donde:

- C_n factor de corrección
- N_f número de golpes, SPT
- N' número de golpes corregido, SPT

El factor de corrección C_n se determina como sigue:

$$C_n = (1/\sigma')^{1/2} \quad (2.3)$$

Donde:

σ' está expresada en ton/ft²

Al aplicar las ecuaciones arriba señaladas con la información de los sondeos exploratorios, se obtienen los resultados que se presentan en las Tablas 2.1.

La literatura (Das, Braja M. 1994) presenta valores de densidad relativa de un material y el ángulo de fricción interna que puede presentar para diferentes valores en número de golpes, corregidos con la profundidad, en pruebas de penetración estándar, estos valores se presentan en la Tabla 2.2.

Tabla 2.2 Determinación de la densidad relativa y el ángulo de fricción interna de un material (Das, Braja M. 1994)

No. De golpes corregido en pruebas SPT	Densidad relativa Dr %	Ángulo de fricción interna ϕ°
0-5	0-5	26-30
5-10	5-30	28-35
10-30	30-60	35-42
30-50	60-95	38-46

La mayoría del número de golpes corregidos N' , en las pruebas de penetración estándar toman valores comprendidos entre 30 y 40, lo cual corresponde a una densidad relativa entre 40 y 60% y un ángulo de fricción interna ϕ , entre 35 y 42°.

Para el análisis de la estabilidad de los taludes se considera que el material presenta una compacidad relativa $D_r = 40\%$, y un ángulo de fricción interna de 35° .

En el sondeo No. 2, junto a la escollera oriente a una profundidad aproximada entre 8 y 10 m se encuentran boleos de roca granítica mezclados con arena. Hacia profundidades mayores la exploración se suspendió debido a que se encontró roca granítica.

2.1.3 Estudio de refracción de oleaje

Se consideran las tres propuestas siguientes:

- a) Opción 1. Prolongación de la escollera en 732 m, con inclinación de 45° .
- b) Opción 2. Prolongación de la escollera en 732 m, en línea recta.
- c) Opción 3. Condiciones actuales.

En las diferentes opciones se consideran las alturas de ola máxima que se puede presentar tomando en cuenta periodos de retorno de 50 años, y periodos de 15.7 y 14.3 segundos para condiciones de oleaje, considerando una profundidad de dragado de 10.0 m. Los datos se muestran en la Tabla 2.3.

Tabla 2.3 a) Datos del estudio de refracción de oleaje

Puerto Madero Chiapas

Opción 1. Dragado del canal a 10 m
Prolongación rompeolas oriente 732 m

Periodo T = 15.7 segundos
(Inclinación 45°)

Sección		Z m	Altura Ola , m				Long. Ola m
			Dirección del oleaje				
			W	SW	S	SE	
H	Eje canal	10	0.6	0.46	0.19	0.13	151.17
	Talud	6	0.92	0.56	0.23	0.13	118.39
	Berma	2	0.96	0.58	0.24	0.14	69.26
0 + 400	Eje canal	10	1.84	1.13	0.5	0.23	151.17
	Talud	6	2.11	1.22	0.59	0.23	118.39
	Berma	3	2.43	1.53	0.73	0.36	84.57
Ampliación Canal	Eje canal	10	3.03	1.56	0.56	0.33	151.17
	Talud	8.25	3.04	1.67	0.64	0.35	137.97
	Berma	8.5	4.34	2.38	1.07	0.52	140.14

Donde Z es la profundidad.

Tabla 2.3 b) Datos del estudio de refracción de oleaje.

Puerto Madero Chiapas

Opción 1. Dragado del canal a 10 m

Prolongación rompeolas oriente 732 m

Periodo T = 14.3 segundos

(Inclinación 45°)

Sección		Z m	Altura Ola Dirección del oleaje				Long. Ola m
			W	SW	S	SE	
H	Eje canal	10	0.76	0.57	0.19	0.11	136.9
	Talud	6	0.92	0.54	0.22	0.11	107.47
	Berma	2	0.94	0.56	0.22	0.13	63.01
0 + 400	Eje canal	10	1.84	1.1	0.42	0.19	136.9
	Talud	6	1.92	1.18	0.45	0.19	107.47
	Berma	3	2.42	1.56	0.48	0.3	76.73
Ampliación Canal	Eje canal	10	2.93	1.6	0.58	0.27	136.9
	Talud	8.25	3.03	1.68	0.63	0.3	125.08
	Berma	8.5	4.53	2.28	1.19	0.54	126.85

Donde Z es la profundidad.

Tabla 2.3 c) Datos del estudio de refracción de oleaje

Puerto Madero Chiapas

Opción 2. Dragado del canal a 10 m

Prolongación rompeolas oriente 732 m

Periodo T = 15.7 segundos

(Línea recta)

Sección		Z m	Altura Ola Dirección del oleaje				Long. Ola m
			W	SW	S	SE	
H	Eje canal	10	3.48	4.39	2.94	1.71	151.17
	Talud	6	0.37	0.42	0.29	0.23	118.39
	Berma	2	0.76	0.9	0.75	0.63	69.26
0 + 400	Eje canal	10	3.61	4.51	3.05	1.98	151.17
	Talud	6	2.42	2.69	2.28	1.92	118.39
	Berma	3	2.72	3.05	2.62	2.23	84.57
Ampliación Canal	Eje canal	10	4.96	5.72	4.67	4.03	151.17
	Talud	8.25	5.22	5.51	5.1	4.65	137.97
	Berma	8.5	5.42	5.94	5.43	4.91	140.14

Donde Z es la profundidad.

Tabla 2.3 d) Datos del estudio de refracción de oleaje

Puerto Madero Chiapas
 Opción 2. Dragado del canal a 10 m
 Prolongación rompeolas oriente 732 m

Periodo T = 14.3 segundos
 (Línea recta)

Sección		Z m	Altura Ola Dirección del oleaje				Long. Ola m
			W	SW	S	SE	
H	Eje canal	10	3.15	3.99	2.65	1.69	136.9
	Talud	6	0.35	0.38	0.26	0.21	107.47
	Berma	2	0.76	0.85	0.56	0.54	63.01
0 + 400	Eje canal	10	3.26	4.1	2.75	1.76	136.9
	Talud	6	1.31	2.54	2.14	1.78	107.47
	Berma	3	2.53	2.87	2.46	2.07	76.73
Ampliación Canal	Eje canal	10	4.59	5.27	4.36	3.74	136.9
	Talud	8.25	4.87	5.18	4.83	4.32	125.08
	Berma	8.5	5.19	5.67	5.17	4.47	126.85

Donde Z es la profundidad.

Tabla 2.3 e) Datos del estudio de refracción de oleaje

Puerto Madero Chiapas
 Opción 1. Dragado del canal a 10 m
 Condiciones actuales

Periodo T = 15.7 segundos

Seccion		Z m	Altura Ola Dirección del oleaje				Long. Ola m
			W	SW	S	SE	
H	Eje canal	10	1.56	0.91	0.88	0.85	136.9
	Talud	6	1.84	2.10	2.14	2.09	107.47
	Berma	2	1.85	2.00	1.98	1.94	63.01
0 + 400	Eje canal	10	3.80	3.88	3.68	3.52	136.9
	Talud	6	4.24	4.09	3.76	3.55	107.47
	Berma	3	4.18	4.13	3.83	3.59	76.73
Ampliacion Canal	Eje canal	10	6.19	6.66	6.43	6.11	136.9
	Talud	8.25	6.62	6.91	6.55	6.18	125.08
	Berma	8.5	6.64	6.75	6.20	6.00	126.85

Donde Z es la profundidad.

Tabla 2.3 f) Datos del estudio de refracción de oleaje

Puerto Madero Chiapas

Opción 2. Dragado del canal a 10 m

Periodo T = 14.3 segundos

Condiciones actuales

Seccion		Z m	Altura Ola Dirección del oleaje				Long. Ola m
			W	SW	S	SE	
H	Eje canal	10	0.82	0.77	0.86	0.80	136.9
	Talud	6	1.82	1.97	2.07	1.99	107.47
	Berma	2	1.86	1.86	1.92	1.84	63.01
0 + 400	Eje canal	10	3.72	3.50	3.5	3.28	136.9
	Talud	6	4.08	3.90	3.56	3.28	107.47
	Berma	3	3.94	3.78	3.59	3.28	76.73
Ampliacion Canal	Eje canal	10	5.70	6.19	5.98	5.59	136.9
	Talud	8.25	6.12	6.44	6.08	5.59	125.08
	Berma	8.5	5.90	6.30	5.75	5.26	126.85

Donde Z es la profundidad

2.2 Programas de cómputo

2.2.1 Programa de cómputo "SLOPE/W"

Es un software que usa la teoría del equilibrio límite para calcular el factor de seguridad de taludes de tierra y roca. La formulación comprensiva de SLOPE/W hace posible analizar fácilmente problemas de estabilidad de taludes simples y complejos usando varios métodos para calcular el factor de seguridad. Los análisis pueden ser realizados utilizando parámetros determinísticos o probabilísticos.

El programa requiere como datos de entrada los siguientes valores de las características físicas y parámetros de resistencia del material: peso específico, ángulo de fricción interna y la cohesión. Los cuales se obtuvieron directamente del estudio de mecánica de suelos.

En la Figura 2.4 se muestra la geometría que se utilizó, la malla para calcular los centros de los diferentes círculos de falla y el coeficiente sísmico de 0.25 veces la aceleración de la gravedad. La cual esta basada en la sección tipo, Figura 2.1.

En la Figura 2.5 se muestra la geometría que se utilizó, la malla para calcular los centros de los diferentes círculos de falla, la escollera colocada en el hombro del talud y los resultados obtenidos por diferentes métodos; Ordinario, Bishop, Janbu y el método general de equilibrio. La cual esta basada en la sección tipo, Figura 2.1.

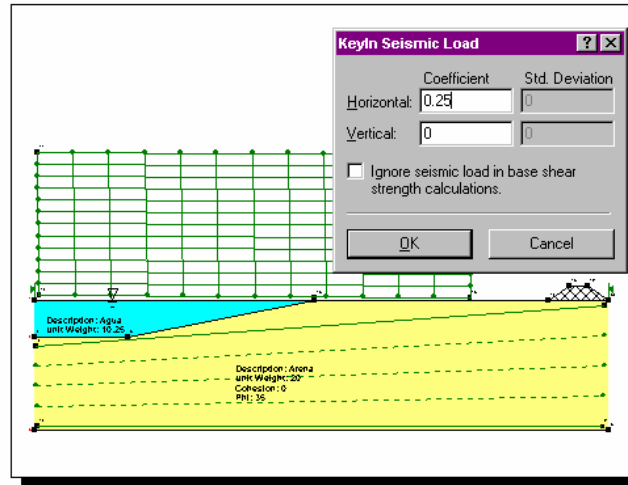


Figura 2.4. Modelo utilizado en el programa de cómputo SLOPE/W

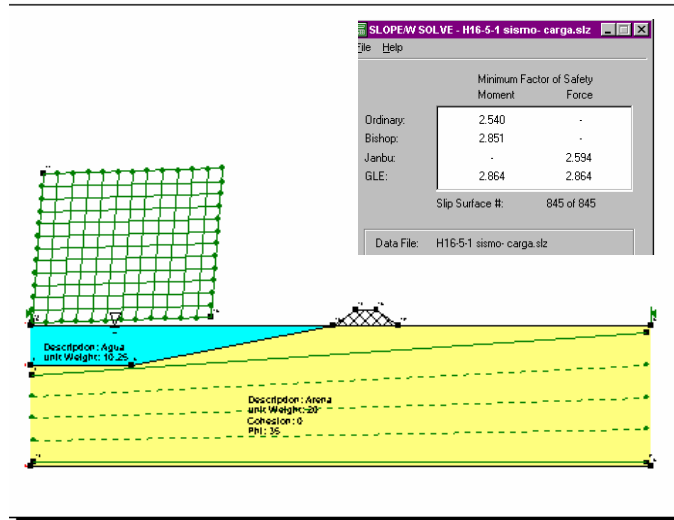


Figura 2.5. Resultados del programa de cómputo SLOPE/W, se obtiene el factor de seguridad por diferentes métodos

En la Figura 2.6 se muestra la superficie de falla crítica, el diagrama de cuerpo libre de las acciones que actúan sobre una dovela en particular; fuerza normal, cortante y la fuerza lateral debida al sismo, así como la malla para calcular los centros de los diferentes círculos de falla. La cual está basada en la sección tipo, Figura 2.1.

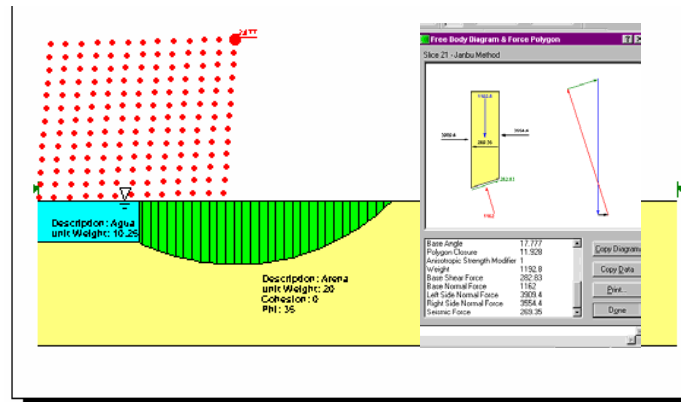


Figura 2.6. Resultados del programa de cómputo SLOPE/W, superficie de falla y diagrama de cuerpo libre de las fuerzas de actúan sobre una dovela en particular, incluyendo la acción del sismo

2.2.2 Programa de cómputo “PLAXIS”

PLAXIS es un paquete que utiliza el elemento finito, específicamente diseñado para el análisis de la deformación y la estabilidad de proyectos de ingeniería geotécnica. Las aplicaciones geotécnicas requieren modelos constitutivos avanzados para la simulación de comportamientos de suelos no lineales y dependientes del tiempo. Además, como el suelo es un material que presenta múltiples fases, se requieren procedimientos especiales para tratar con presiones de poro hidrostáticas y no – hidrostáticas en el suelo.

El factor de seguridad se define usualmente como la relación entre la carga de falla y la carga de trabajo. Esta definición es válida para estructuras de cimentación, pero no para terraplenes y muros de tablestaca. Para este tipo de estructuras es más apropiado usar la definición de mecánica de suelos de un factor de seguridad, la cual es la relación del esfuerzo cortante disponible entre el esfuerzo cortante mínimo necesario para el equilibrio. PLAXIS puede ser usado para calcular este factor de seguridad usando un procedimiento de reducción del coeficiente de fricción interna.

PLAXIS tiene aplicaciones gráficas para ver los resultados calculados. Los valores exactos de desplazamientos, esfuerzos y fuerzas estructurales pueden ser obtenidos en tablas. Una herramienta especial esta disponible para dibujar curvas carga– desplazamiento, esfuerzo–trayectoria y diagramas esfuerzo–deformación. La visualización de trayectorias de esfuerzos provee particularmente una valiosa idea del comportamiento local del suelo y dispone un análisis detallado de los resultados.

El programa requiere como datos de entrada los siguientes valores de las características físicas y parámetros de resistencia del material: peso específico

seco, peso específico húmedo, ángulo de fricción interna, cohesión, permeabilidad horizontal, permeabilidad vertical, modulo de Young, relación de Poisson.

El peso específico húmedo, el ángulo de fricción interna y la cohesión se obtuvieron directamente del estudio mecánica de suelos.

El peso específico seco se obtuvo de la siguiente fórmula:

$$\gamma_{d\text{ seco}} = \frac{\gamma_{\text{húm}}}{1 + W} \quad (2.4)$$

Donde:

- γ_{seco} = peso específico seco
- $\gamma_{\text{húm}}$ = peso específico húmedo
- W = humedad (obtenida directamente del estudio geotécnico)

Con la fórmula anterior se obtiene un valor de 16 kN/m³ de γ_{seco} .

De la literatura, Principles of Geotechnical Engineering de BRAJA M. DAS, se obtuvieron valores de permeabilidad para arenas finas en el rango de 0.864 a 8.64 m/día, se realizó un análisis de sensibilidad variando los coeficientes de permeabilidad horizontal y vertical dentro del rango anterior, sin que se presentaran variaciones importantes en los cálculos, por lo que se optó por un coeficiente de permeabilidad tanto vertical como horizontal de 0.3 m/día. También se obtuvieron valores de relación de Poisson para arenas limosas en el rango de 0.20 a 0.40, se realizó un análisis de sensibilidad variando la relación dentro del rango anterior, sin que se presentaran variaciones importantes en los cálculos, por lo que se optó por una relación de Poisson de 0.35.

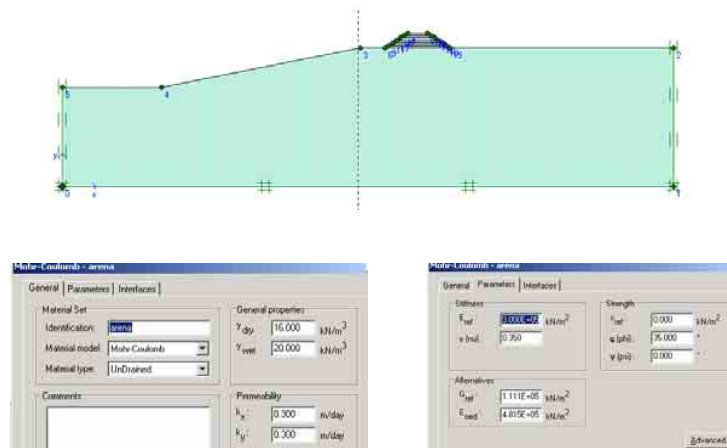


Figura 2.7. Modelo utilizado y datos de entrada en el programa de cómputo PLAXIS

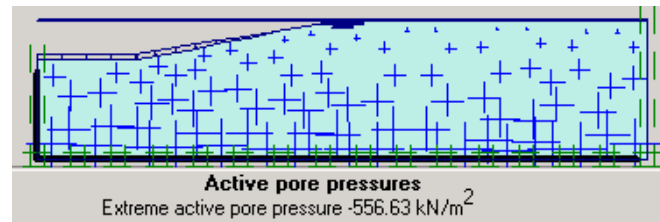


Figura 2.8 a). Resultados del programa de cómputo PLAXIS. Presiones de poro activas

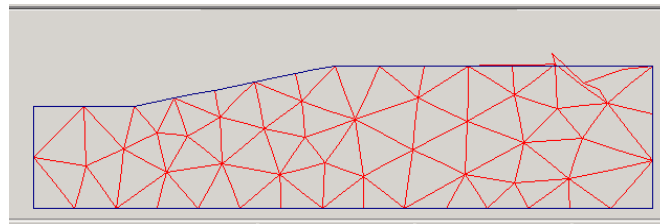


Figura 2.8 b) Resultados del programa de cómputo PLAXIS. Malla deformada

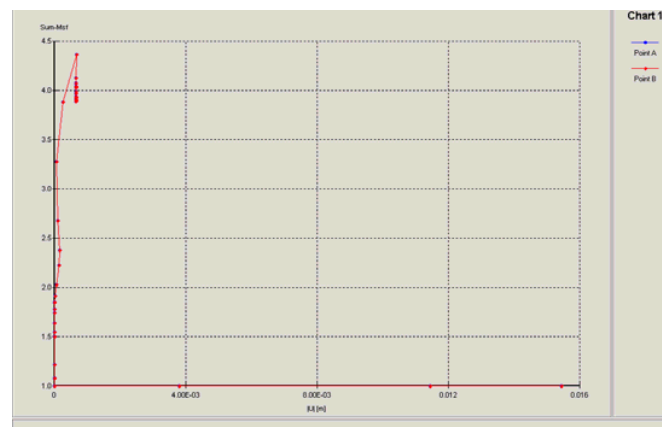


Figura 2.9. Resultados del programa de cómputo PLAXIS, gráfica del factor de seguridad contra desplazamiento, en el pie y el hombro del talud

2.3 Influencia de la altura del talud

De los análisis mostrados en las secciones 1.2.1, 1.2.2 y 1.2.3 para la estabilidad de taludes bajo fuerzas gravitacionales se evidencia la importancia que tiene la altura del talud, que es inversamente proporcional al factor de seguridad.

Para fines de comparación se consideraron las diferentes profundidades de dragado de 10, 12, 15 y 16 m, con pendientes 3:1, 4:1 y 5:1, el ángulo de fricción interna de 35°, cohesión cero y peso específico saturado de 20 kN/m³ que se obtuvieron del estudio geotécnico previo.

Tabla 2.4 Influencia de la altura del talud en el factor de seguridad, analizado con el programa de cómputo "SLOPE/W"

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	H (m)	n	ϕ	FACTOR DE SEGURIDAD					
					Ordinario	Bishop	Janbu	M.P	Spencer	GLE
5:1	20.00	10.00	0.00	35°	10.896	11.961	10.978	11.955	11.960	11.959
4:1	20.00	10.00	0.00	35°	9.229	10.207	9.352	10.205	10.206	10.204
3:1	20.00	10.00	0.00	35°	7.430	8.451	7.538	8.447	8.447	8.449

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	H (m)	n	ϕ	FACTOR DE SEGURIDAD					
					Ordinario	Bishop	Janbu	M.P	Spencer	GLE
5:1	20.00	12.00	0.00	35°	10.831	12.098	10.932	12.097	12.097	12.201
4:1	20.00	12.00	0.00	35°	9.159	10.324	9.267	10.319	10.316	10.322
3:1	20.00	12.00	0.00	35°	7.706	8.459	7.806	8.450	8.455	8.454

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	H (m)	n	ϕ	FACTOR DE SEGURIDAD					
					Ordinario	Bishop	Janbu	M.P	Spencer	GLE
5:1	20.00	15.00	0.00	35°	10.830	11.945	10.930	11.943	11.943	11.944
4:1	20.00	15.00	0.00	35°	9.292	10.197	9.413	10.194	10.195	10.194
3:1	20.00	15.00	0.00	35°	7.430	8.459	7.545	8.451	8.454	8.453

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	H (m)	n	ϕ	FACTOR DE SEGURIDAD					
					Ordinario	Bishop	Janbu	M.P	Spencer	GLE
5:1	20.00	16.00	0.00	35°	10.838	11.957	10.951	11.956	11.956	11.956
4:1	20.00	16.00	0.00	35°	9.160	10.283	9.268	10.277	10.272	10.280
3:1	20.00	16.00	0.00	35°	7.506	8.393	8.393	8.382	8.389	8.423

M.P Morgensten - Price **GLE** Método general de equilibrio límite. **H** Altura del talud
 ϕ Ángulo de fricción interna. **n** Coeficiente sísmico horizontal

Tabla 2.5 Influencia de la altura del talud en el factor de seguridad, analizado con el programa de cómputo "PLAXIS"

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{seco} (kN/m ³)	H	n	ϕ	Permeabilidad (m/día)		E (kN/m ²)	ν	F:S
			(m)			Kx	Ky			
5:1	20.00	16.00	10.00	0.00	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	4.394
4:1	20.00	16.00	10.00	0.00	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	3.677
3:1	20.00	16.00	10.00	0.00	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	2.716

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{seco} (kN/m ³)	H	n	ϕ	Permeabilidad (m/día)		E (kN/m ²)	ν	F:S
			(m)			Kx	Ky			
5:1	20.00	16.00	12.00	0.00	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	4.139
4:1	20.00	16.00	12.00	0.00	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	3.162
3:1	20.00	16.00	12.00	0.00	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	2.912

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{seco} (kN/m ³)	H	n	ϕ	Permeabilidad (m/día)		E (kN/m ²)	ν	F:S
			(m)			Kx	Ky			
5:1	20.00	16.00	15.00	0.00	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	4.102
4:1	20.00	16.00	15.00	0.00	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	3.303
3:1	20.00	16.00	15.00	0.00	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	2.567

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{seco} (kN/m ³)	H	n	ϕ	Permeabilidad (m/día)		E (kN/m ²)	ν	F:S
			(m)			Kx	Ky			
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	3.916
4:1	20.00	16.00	16.00	0.00	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	3.337
3:1	20.00	16.00	16.00	0.00	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	2.525

ν Relación de Poisson

ϕ Angulo de fricción interna

H Altura del talud

E Módulo de Young.

n Coeficiente sísmico horizontal.

F.S Factor de seguridad

Los datos tabulados para el método de Bishop realizados con el programa de cómputo SLOPE/W y los resultados obtenidos con el programa de cómputo PLAXIS, para analizar la influencia de la altura del talud en el factor de seguridad se representan en la Figura 2.10, donde se observa que la altura del talud no representa ninguna inferencia directa sobre el factor de seguridad, si se mantiene la misma pendiente, dado que las pendientes 4:1 y 3:1 se utilizaron solo para comparar los efectos de la altura, en los siguientes análisis se tomará la pendiente 5:1 que es la que presentan los taludes reales y la altura de 16 m por ser esta la más desfavorable.

El análisis anterior se efectuó considerando que el nivel del agua esta a la altura H del talud, como se muestra en la Figura 2.1.

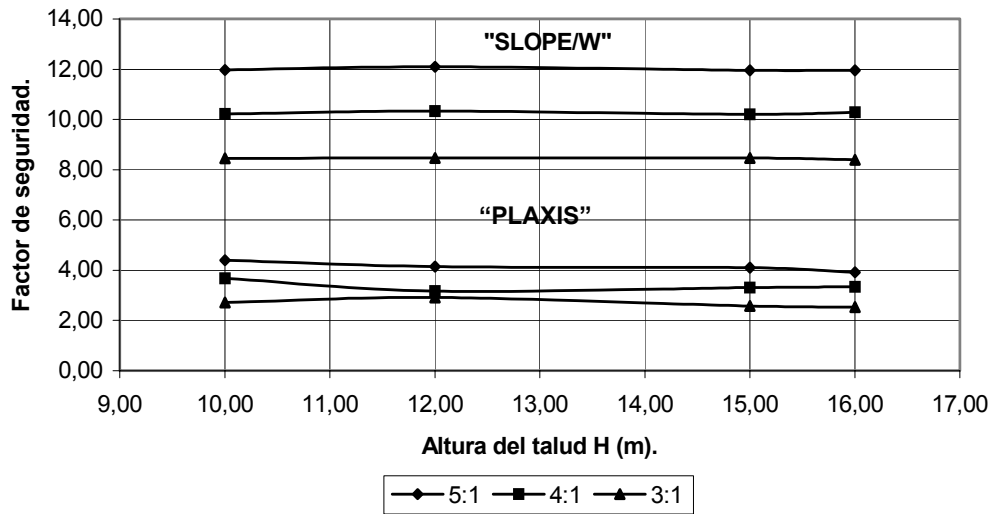


Figura 2.10 Influencia de la altura del talud en el factor de seguridad para los programas de cómputo SLOPE/W y PLAXIS

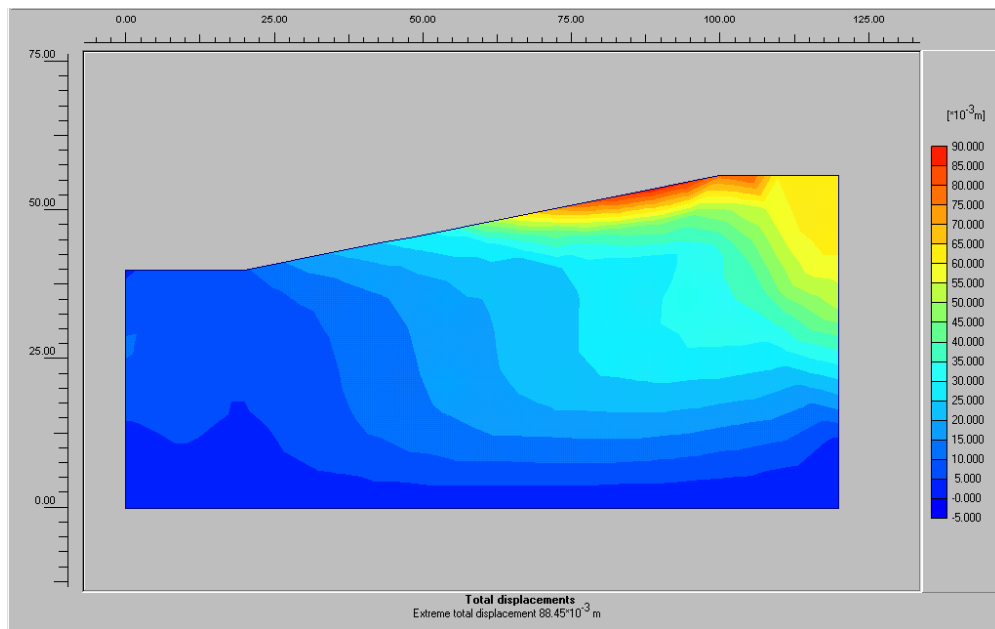


Figura 2.11 Desplazamientos totales obtenidos con el programa de cómputo PLAXIS para una altura h=16 m y una pendiente 5:1

Es evidente la variación de resultados obtenidos de un programa de cómputo respecto al otro, esto demuestra que usando la teoría del elemento finito se obtienen factores de seguridad más conservadores, del orden de una tercera parte de los obtenidos usando la teoría del equilibrio límite.

2.4 Influencia de la altura de marea

Para fines de comparación se consideró la profundidad de dragado de 16 m, con pendiente 5:1, el ángulo de fricción interna de 35°, cohesión cero y peso específico saturado de 20 kN/m³ que se obtuvieron del estudio geotécnico previo. Para este análisis se consideró una altura máxima de 5 metros sobre la corona del talud.

Tabla 2.6 Influencia de la altura de marea en el factor de seguridad, analizado con el programa de cómputo "SLOPE/W"

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	H (m)	Altura de marea (m)	n	ϕ	FACTOR DE SEGURIDAD					
						Ordinario	Bishop	Janbu	M.P	Spencer	GLE
5:1	20.00	16.00	1.00	0.00	35°	11.197	12.516	11.329	12.514	12.514	12.717
5:1	20.00	16.00	2.00	0.00	35°	11.530	12.934	11.728	12.932	12.932	13.545
5:1	20.00	16.00	3.00	0.00	35°	11.880	13.351	12.127	13.350	13.350	14.355
5:1	20.00	16.00	4.00	0.00	35°	12.231	13.769	12.527	13.768	13.768	14.817
5:1	20.00	16.00	5.00	0.00	35°	12.567	14.187	12.926	14.187	14.187	15.188

M.P Morgensten - Price

GLE Método general de equilibrio límite.

H Altura del talud

ϕ Angulo de fricción interna.

n Coeficiente sísmico horizontal

Tabla 2.7 Influencia de la altura de marea en el factor de seguridad, analizado con el programa de cómputo "PLAXIS"

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{seco} (kN/m ³)	H (m)	Altura de marea (m)	n	ϕ	Permeabilidad (m/día)		E (kN/m ²)	ν	F.S
							Kx	Ky			
5:1	20,00	16,00	16,00	1,00	0,00	35°	0,300	0,300	300.000,00	0,350	3,91
5:1	20,00	16,00	16,00	2,00	0,00	35°	0,300	0,300	300.000,00	0,350	4,01
5:1	20,00	16,00	16,00	3,00	0,00	35°	0,300	0,300	300.000,00	0,350	4,01
5:1	20,00	16,00	16,00	4,00	0,00	35°	0,300	0,300	300.000,00	0,350	4,01
5:1	20,00	16,00	16,00	5,00	0,00	35°	0,300	0,300	300.000,00	0,350	4,01

ν Relación de Poisson

ϕ Angulo de fricción interna

H Altura del talud

E Módulo de Young.

n Coeficiente sísmico horizontal.

F.S Factor de seguridad

Los datos tabulados para el método de Bishop realizados con el programa de cómputo SLOPE/W y los resultados obtenidos con el programa de cómputo PLAXIS, para analizar la influencia de la altura de marea en el factor de seguridad se representan en la Figura 2.12.

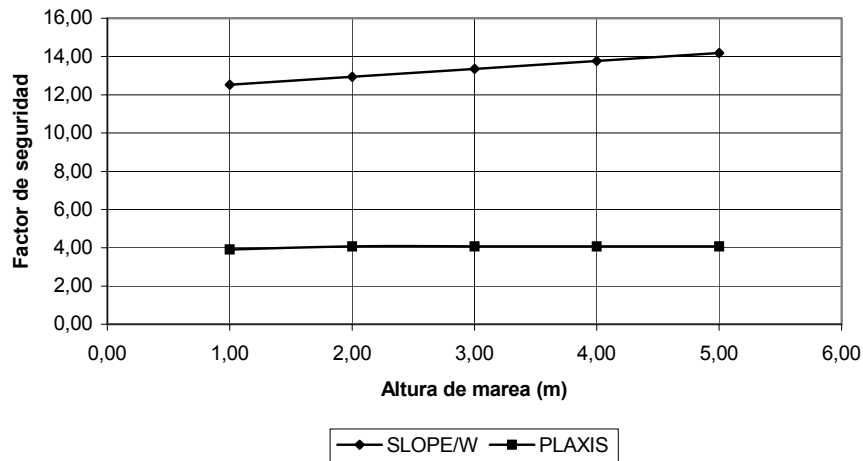


Figura 2.12 Influencia de la altura de marea en el factor de seguridad para los programas de cómputo SLOPE/W y PLAXIS

De la figura anterior se puede notar que con el programa de cómputo SLOPE/W conforme aumenta la altura de marea ésta resulta benéfica para el factor de seguridad, debido a que el incremento en la carga hidráulica estabiliza el movimiento actuando en sentido contrario a las fuerzas o momentos actuantes, mientras que en el programa de cómputo PLAXIS el valor del factor de seguridad aumenta tan solo 0.148 cuando la altura de marea varía de uno a dos metros, para después mantenerse constante incluso hasta valores de 10 m, esto debido al equilibrio que se presenta debido a la fuerza hidráulica que actúa sobre el talud al incrementar el nivel de agua.

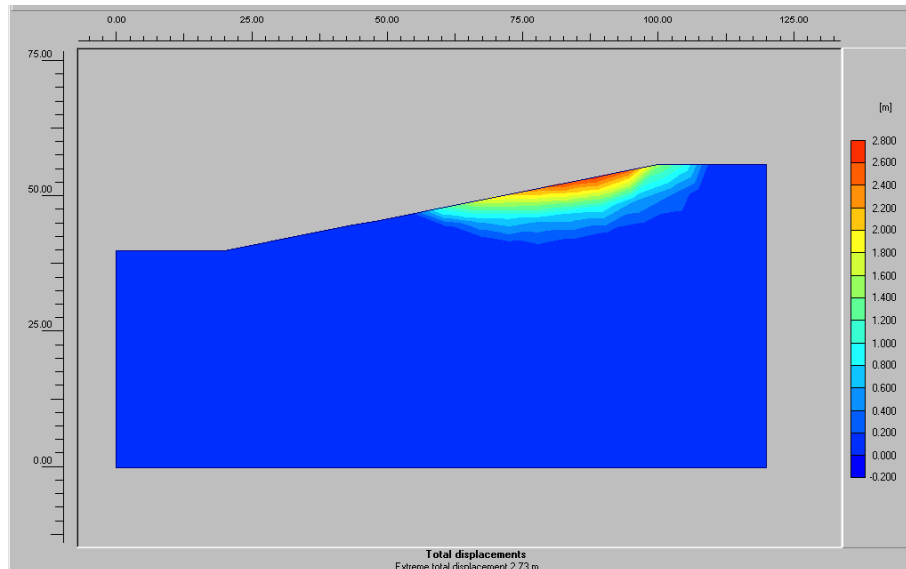


Figura 2.13 Desplazamientos totales obtenidos con el programa de cómputo PLAXIS para una altura de marea de 5.00 m, h=16 m y una pendiente 5:1

El análisis anterior demuestra que la situación mas crítica en cuanto a la altura de marea se presenta cuando el nivel de agua se encuentra a la altura H, aunque ésta es una condición muy difícil de presentarse será la considerada en los siguientes análisis, por ser la más desfavorable.

2.5 Influencia de las corrientes marinas

2.5.1 Análisis de la susceptibilidad a la licuación por oleaje de los depósitos de suelo

2.5.1.1 Determinación de la presión debida al oleaje

Para determinar la fuerza generada por efecto del oleaje se utilizará la ecuación 1.11.

$$P_o = \gamma_w \frac{H}{2} \left[\frac{1}{\cosh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)} \right] \quad (1.11)$$

Donde:

Po = amplitud de la presión

H = altura de la ola en m

γ_w = peso específico del agua de mar = 1.025 ton/m³ = 10.25 kN/m³

h = profundidad del agua en m

L = longitud de la ola a la profundidad del canal, talud o berma para un periodo de oleaje de 15.7 y 14.3 segundos que correspondientes a la altura de ola máxima

2.5.1.2 Determinación del esfuerzo cortante inducido por el oleaje

En este punto se utilizará la ecuación 2.31.

$$\tau_{vh} = 3.25 P_o Z / L \quad (1.31)$$

Donde:

τ_{vh} = esfuerzo cortante inducido por el oleaje

Po = presión debida al oleaje

Z = profundidad

L = longitud de la ola

2.5.1.3 Determinación del esfuerzo cortante cíclico máximo antes de que se produzca la licuación por oleaje

Corrección del número de golpes en la prueba de penetración estándar.

$$N' = C_n N_f \quad (2.2)$$

Donde:

- C_n factor de corrección
- N_f número de golpes, SPT
- N' número de golpes corregido, SPT

El factor de corrección C_n se determina como sigue:

$$C_n = (1 / \sigma')^{1/2} \quad (2.3)$$

Donde:

σ' está expresada en ton/ft²

El esfuerzo cortante cíclico que causa la licuación puede determinarse con la ecuación 2.34.

$$\tau_\ell = 0.009 N' \sigma'_v \quad (1.34)$$

2.5.1.4 Determinación del factor de seguridad contra licuación por oleaje.

El factor de seguridad se determina con la siguiente relación:

$$F.S = \frac{\tau_\ell}{\tau_{vh}} \quad (2.5)$$

Para la determinación de los factores de seguridad, F.S, se consideran las tres propuestas siguientes:

- a) Opción 1. Prolongación de la escollera en 732 m, con inclinación de 45°.
- b) Opción 2. Prolongación de la escollera en 732 m, en línea recta.
- c) Opción 3. Condiciones actuales.

En las diferentes opciones se consideran las alturas de ola máxima que se puede presentar tomando en cuenta periodos de retorno de 50 años, y periodos de 15.7 y 14.3 segundos para condiciones de oleaje, considerando una profundidad de dragado de 10.00 m. Los resultados obtenidos de presión y esfuerzo cortante inducidos por el oleaje así como los factores de seguridad se presentan en las Tablas 2.8.

Los factores de seguridad obtenidos muestran valores muy favorables para cuando se analiza el oleaje en las direcciones sur y sureste. Los problemas se pueden presentar para oleajes fuertes en las direcciones suroeste y en particular para la dirección oeste, pues es la que presenta factores de seguridad más bajos.

Las características y resultados obtenidos de los materiales estudiados de los sondeos indican que el lugar es seguro y no se presentarán problemas de inestabilidad debido a la licuación por oleaje.

Tabla 2.8 a) Resultados del factor de seguridad contra licuación por oleaje

PUERTO MADERO CHIAPAS
 OPCION 1 DRAGADO DEL CANAL A -10 M PERIODO T = 15.7 SEGUNDOS
 PROLONGACION ROMPEOLAS ORIENTE 732 M (INCLINACION 45 °)

Seccion	Z m	Long. Ola m	Z/L <	P _o kN/m ²			τ _{vh} kN/m ²			N'	σ'	τ _i	F.S						
				W	SW	S	SE	W	SW				S	SE	W	SW	S	SE	
H	Eje canal	10	151,17	0,07	2,83	2,17	0,90	0,61	0,61	0,47	0,19	0,13	36,31	124,11	40,56	66,73	87,03	210,71	307,96
	Talud	6	118,39	0,05	4,49	2,73	1,12	0,63	0,74	0,45	0,18	0,10	52,38	86,62	40,83	55,27	90,80	221,08	391,13
	Berma	2	69,26	0,03	4,84	2,92	1,21	0,71	0,71	0,45	0,27	0,11	41,89	38,33	14,45	31,81	52,66	127,25	218,15
0 + 400	Eje canal	10	151,17	0,07	8,67	5,32	2,36	1,08	1,86	1,14	0,51	0,23	36,31	124,11	40,56	21,76	35,43	80,07	174,07
	Talud	6	118,39	0,05	10,29	5,95	2,88	1,12	1,69	0,98	0,47	0,18	52,38	86,62	40,83	24,10	41,68	86,18	221,08
	Berma	3	84,57	0,04	12,15	7,65	3,65	1,80	1,40	0,88	0,42	0,21	69,84	52,97	33,29	23,77	37,75	79,12	160,43
Ampliación canal	Eje canal	10	151,17	0,07	14,28	7,35	2,64	1,55	3,07	1,58	0,57	0,33	36,31	124,11	40,56	13,21	25,66	71,49	121,32
	Talud	8,25	137,97	0,06	14,54	7,99	3,06	1,67	2,83	1,55	0,59	0,33	40,36	105,71	38,40	13,59	24,73	64,54	118,02
	Berma	8,5	140,14	0,06	20,72	11,36	5,11	2,48	4,08	2,24	1,01	0,49	35,36	111,53	35,49	8,69	15,85	35,25	72,53

Donde:

- Z Profundidad
- P_o Presión debida al oleaje
- τ_{vh} Esfuerzo cortante inducido por el oleaje
- N' Número de golpes corregido
- σ' Esfuerzo efectivo
- τ_i Esfuerzo cíclico antes de producirse la licuación
- F.S Factor de seguridad

Tabla 2.8 b) Resultados del factor de seguridad contra licuación por oleaje

PUERTO MADERO CHIAPAS
 OPCION 1 DRAGADO DEL CANAL A -10 M PERIODO T = 14.3 SEGUNDOS
 PROLONGACION ROMPEOLAS ORIENTE 732 M (INCLINACION 45 °)

Seccion	Z m	Long. Ola m	Z/L < 0,1	P _o kN/m ²				τ _{vh} kN/m ²				N'	σ'	τ _v	F.S				
				W	SW	S	SE	W	SW	S	SE				W	SW	S	SE	
H	Eje canal	10	136,9	0,07	3,52	2,64	0,88	0,51	0,84	0,63	0,21	0,12	36,31	124,11	40,56	48,56	64,75	194,25	335,53
	Talud	6	107,47	0,06	4,44	2,61	1,06	0,53	0,81	0,47	0,19	0,10	52,38	86,62	40,83	50,70	86,37	212,01	424,02
	Berma	2	63,01	0,03	4,72	2,81	1,11	0,65	0,49	0,29	0,11	0,07	41,89	38,33	14,45	29,66	49,78	126,72	214,45
0 + 400	Eje canal	10	136,9	0,07	8,52	5,09	1,94	0,88	2,02	1,21	0,46	0,21	36,31	124,11	40,56	20,06	33,55	87,88	194,25
	Talud	6	107,47	0,06	9,26	5,69	2,17	0,92	1,68	1,03	0,39	0,17	52,38	86,62	40,83	24,29	39,53	103,65	245,48
	Berma	3	76,73	0,04	12,04	7,76	2,39	1,49	1,53	0,99	0,30	0,19	69,84	52,97	33,29	21,77	33,77	109,74	175,59
Ampliación canal	Eje canal	10	136,9	0,07	13,56	7,41	2,68	1,25	3,22	1,76	0,64	0,30	36,31	124,11	40,56	12,60	23,07	63,63	136,70
	Talud	8,25	125,08	0,07	14,28	7,92	2,97	1,41	3,06	1,70	0,64	0,30	40,36	105,71	38,40	12,54	22,62	60,31	126,65
	Berma	8,5	126,85	0,07	21,30	10,72	5,60	2,54	4,64	2,33	1,22	0,55	35,36	111,53	35,49	7,65	15,20	29,13	64,19

Donde:
 Z Profundidad
 P_o Presión debida al oleaje
 τ_{vh} Esfuerzo cortante inducido por el oleaje
 N' Número de golpes corregido
 σ' Esfuerzo efectivo
 τ_v Esfuerzo cíclico antes de producirse la licuación
 F.S Factor de seguridad

Tabla 2.8 c) Resultados del factor de seguridad contra licuación por oleaje

PUERTO MADERO CHIAPAS
 OPCION 2 DRAGADO DEL CANAL A -10 M PERIODO T = 15.7 SEGUNDOS
 PROLONGACION ROMPEOLAS ORIENTE 732 M (LINEA RECTA)

Seccion	Z m	Long. Ola m	Z/L < 0,1	P _o kN/m ²				τ _{vh} kN/m ²				N'	σ'	τ _i kN/m ²	F.S				
				W	SW	S	SE	W	SW	S	SE				W	SW	S	SE	
H	Eje canal	10	151,17	0,07	16,40	20,69	13,85	8,06	3,53	4,45	2,98	1,73	36,31	124,11	40,56	11,50	9,12	13,62	23,41
	Talud	6	118,39	0,05	1,80	2,05	1,41	1,12	0,30	0,34	0,23	0,18	52,38	86,62	40,83	137,43	121,07	175,34	221,08
	Berma	2	69,26	0,03	3,83	4,54	3,78	3,18	0,36	0,43	0,35	0,30	41,89	38,33	14,45	40,18	33,93	40,72	48,48
0 + 400	Eje canal	10	151,17	0,07	17,01	21,25	14,37	9,33	3,66	4,57	3,09	2,01	36,31	124,11	40,56	11,09	8,88	13,13	20,22
	Talud	6	118,39	0,05	11,80	13,12	11,12	9,36	1,94	2,16	1,83	1,54	52,38	86,62	40,83	21,01	18,90	22,30	26,48
	Berma	3	84,57	0,04	13,60	15,25	13,10	11,15	1,57	1,76	1,51	1,29	69,84	52,97	33,29	21,23	18,94	22,04	25,90
Ampliación canal	Eje canal	10	151,17	0,07	23,37	26,95	22,01	18,99	5,02	5,79	4,73	4,08	36,31	124,11	40,56	8,07	7,00	8,57	9,93
	Talud	8,25	137,97	0,06	24,97	26,36	24,40	22,24	4,85	5,12	4,74	4,32	40,36	105,71	38,40	7,91	7,50	8,10	8,88
	Berma	8,5	140,14	0,06	25,88	28,36	25,92	23,44	5,10	5,59	5,11	4,62	35,36	111,53	35,49	6,96	6,35	6,95	7,68

Donde:
 Z Profundidad
 P_o Presión debida al oleaje
 τ_{vh} Esfuerzo cortante inducido por el oleaje
 N' Número de golpes corregido
 σ' Esfuerzo efectivo
 τ_i Esfuerzo cíclico antes de producirse la licuación
 F.S Factor de seguridad

Tabla 2.8 d) Resultados del factor de seguridad contra licuación por oleaje

PUERTO MADERO CHIAPAS
 OPCION 2 DRAGADO DEL CANAL A -10 M PERIODO T = 14.3 SEGUNDOS
 PROLONGACION ROMPEOLAS ORIENTE 732 M (LINEA RECTA)

Seccion	Z m	Long. Ola m	Z/L < 0,1	P _o kN/m ²				τ _{vh} kN/m ²				N'	σ'	τ _l kN/m ²	F.S				
				W	SW	S	SE	W	SW	S	SE				W	SW	S	SE	
H	Eje canal	10	136,9	0,07	14,58	18,47	12,27	7,82	3,46	4,38	2,91	1,86	36,31	124,11	40,56	11,72	9,25	13,93	21,84
	Talud	6	107,47	0,06	1,69	1,83	1,25	1,01	0,31	0,33	0,23	0,18	52,38	86,62	40,83	133,26	122,74	179,39	222,10
	Berma	2	63,01	0,03	3,82	4,27	2,81	2,71	0,39	0,44	0,29	0,28	41,89	38,33	14,45	36,68	32,80	49,78	51,63
0 + 400	Eje canal	10	136,9	0,07	15,09	18,98	12,73	8,15	3,58	4,51	3,02	1,93	36,31	124,11	40,56	11,32	9,00	13,42	20,97
	Talud	6	107,47	0,06	6,32	12,26	10,33	8,59	1,15	2,22	1,87	1,56	52,38	86,62	40,83	35,60	18,36	21,80	26,20
	Berma	3	76,73	0,04	12,58	14,28	12,24	10,30	1,60	1,81	1,55	1,31	69,84	52,97	33,29	20,82	18,35	21,41	25,45
Ampliación canal	Eje canal	10	136,9	0,07	21,25	24,39	20,18	17,31	5,04	5,79	4,79	4,11	36,31	124,11	40,56	8,04	7,00	8,47	9,87
	Talud	8,25	125,08	0,07	22,96	24,42	22,77	20,37	4,92	5,23	4,88	4,37	40,36	105,71	38,40	7,80	7,34	7,87	8,80
	Berma	8,5	126,85	0,07	24,40	26,66	24,31	21,02	5,31	5,81	5,29	4,58	35,36	111,53	35,49	6,68	6,11	6,70	7,75

Donde:

- Z Profundidad
- P_o Presión debida al oleaje
- τ_{vh} Esfuerzo cortante inducido por el oleaje
- N' Número de golpes corregido
- σ' Esfuerzo efectivo
- τ_l Esfuerzo cíclico antes de producirse la licuación
- F.S Factor de seguridad

Tabla 2.8 e) Resultados del factor de seguridad contra licuación por oleaje

PUERTO MADERO CHIAPAS
 DRAGADO DEL CANAL A 10 M DE PROF. PERIODO T = 15.7 SEGUNDOS
 CONDICIONES ACTUALES

Seccion	Z m	Long. Ola m	Z/L < 0,1	P _o kN/m ²				τ _{vh} kN/m ²				N'	σ'	τ _l kN/m ²	F.S				
				W	SW	S	SE	W	SW	S	SE				W	SW	S	SE	
H	Eje canal	10	151,17	0,07	7,22	4,21	4,07	3,93	1,55	0,91	0,88	0,85	36,31	124,11	40,56	26,13	44,79	46,31	47,95
	Talud	6	118,39	0,05	8,88	10,13	10,33	10,08	1,46	1,67	1,70	1,66	52,38	86,62	40,83	27,92	24,47	24,01	24,58
0 + 400	Berma	2	69,26	0,03	9,30	10,05	9,95	9,75	0,87	0,94	0,93	0,91	41,89	38,33	14,45	16,56	15,32	15,48	15,80
	Eje canal	10	151,17	0,07	17,59	17,96	17,03	16,29	3,78	3,86	3,66	3,50	36,31	124,11	40,56	10,73	10,50	11,07	11,58
Ampliación canal	Talud	6	118,39	0,05	20,46	19,73	18,14	17,13	3,37	3,25	2,99	2,82	52,38	86,62	40,83	12,12	12,56	13,67	14,47
	Berma	3	84,57	0,04	20,79	20,54	19,05	17,86	2,40	2,37	2,20	2,06	69,84	52,97	33,29	13,89	14,06	15,16	16,17
Ampliación canal	Eje canal	10	151,17	0,07	28,65	30,83	29,76	28,28	6,16	6,63	6,40	6,08	36,31	124,11	40,56	6,58	6,12	6,34	6,67
	Talud	8,25	137,97	0,06	31,21	32,58	30,88	29,13	6,06	6,33	6,00	5,66	40,36	105,71	38,40	6,33	6,07	6,40	6,78
Ampliación canal	Berma	8,5	140,14	0,06	31,22	31,74	29,15	28,21	6,15	6,26	5,75	5,56	35,36	111,53	35,49	5,77	5,67	6,18	6,38

Donde:

- Z Profundidad
- P_o Presión debida al oleaje
- τ_{vh} Esfuerzo cortante inducido por el oleaje
- N' Número de golpes corregido
- σ' Esfuerzo efectivo
- τ_l Esfuerzo cíclico antes de producirse la licuación
- F.S Factor de seguridad

Tabla 2.8 f) Resultados del factor de seguridad contra licuación por oleaje

PUERTO MADERO CHIAPAS
 DRAGADO DEL CANAL A 10 M DE PROF. PERIODO T = 14.3 SEGUNDOS
 CONDICIONES ACTUALES

Seccion	Z m	Long. Ola m	Z/L < 0,1	P _o kN/m ²				τ _{vh} kN/m ²				N'	σ'	τ _v	F.S				
				W	SW	S	SE	W	SW	S	SE				W	SW	S	SE	
H	Eje canal	10	136,9	0,07	3,80	3,56	3,98	3,70	0,90	0,85	0,95	0,88	36,31	124,11	40,56	45,01	47,93	42,92	46,14
	Talud	6	107,47	0,06	8,78	9,51	9,99	9,60	1,59	1,72	1,81	1,74	52,38	86,62	40,83	25,63	23,68	22,53	23,44
	Berma	2	63,01	0,03	9,35	9,35	9,65	9,25	0,96	0,96	1,00	0,95	41,89	38,33	14,45	14,99	14,99	14,52	15,15
0 + 400	Eje canal	10	136,9	0,07	17,22	16,20	16,20	15,18	4,09	3,85	3,85	3,60	36,31	124,11	40,56	9,92	10,55	10,55	11,25
	Talud	6	107,47	0,06	19,69	18,82	17,18	15,83	3,57	3,41	3,12	2,87	52,38	86,62	40,83	11,43	11,96	13,10	14,22
	Berma	3	76,73	0,04	19,60	18,80	17,86	16,32	2,49	2,39	2,27	2,07	69,84	52,97	33,29	13,37	13,94	14,67	16,06
Ampliación canal	Eje canal	10	136,9	0,07	26,38	28,65	27,68	25,88	6,26	6,80	6,57	6,14	36,31	124,11	40,56	6,48	5,96	6,17	6,60
	Talud	8,25	125,08	0,07	28,85	30,36	28,66	26,35	6,18	6,51	6,14	5,65	40,36	105,71	38,40	6,21	5,90	6,25	6,80
	Berma	8,5	126,85	0,07	27,74	29,62	27,04	24,73	6,04	6,45	5,89	5,39	35,36	111,53	35,49	5,87	5,50	6,03	6,59

Donde:
 Z Profundidad
 P_o Presión debida al oleaje
 τ_{vh} Esfuerzo cortante inducido por el oleaje
 N' Número de golpes corregido
 σ' Esfuerzo efectivo
 τ_v Esfuerzo cíclico antes de producirse la licuación
 F.S Factor de seguridad.

2.6 Influencia de sismos

Para fines de comparación se consideró la profundidad de dragado de 16 m, con pendiente 5:1, el ángulo de fricción interna de 35°, cohesión cero y peso específico saturado de 20 kN/m³ que se obtuvieron del estudio geotécnico previo, del análisis anterior se considerará una altura de marea de cero m por ser la más desfavorable.

Los máximos sismos registrados en el Pacífico en la zona de Chiapas corresponden a aceleraciones de 250 cm/s², 0.25 de la gravedad.

Para el análisis se consideraron aceleraciones de 0.15, 0.25 y 0.35 g. Se analizó el caso para 0.35 g, que corresponde a valores de aceleración horizontal en condiciones extremas.

Tabla 2.9 Influencia de sismos en el factor de seguridad, analizado con el programa de cómputo "SLOPE/W"

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	H (m)	Altura de marea (m)	n	ϕ	FACTOR DE SEGURIDAD					
						Ordinario	Bishop	Janbu	M.P	Spencer	GLE
5:1	20.00	16.00	0.00	0.15	35°	4.063	4.480	4.111	4.487	4.487	4.487
5:1	20.00	16.00	0.00	0.25	35°	2.829	3.143	2.877	3.154	3.154	3.155
5:1	20.00	16.00	0.00	0.35	35°	2.048	2.188	2.068	2.432	2.432	2.200

M.P Morgensten - Price

GLE Método general de equilibrio límite.

H Altura del talud

ϕ Ángulo de fricción interna.

n Coeficiente sísmico horizontal

Tabla 2.10 Influencia de sismos en el factor de seguridad, analizado con el programa de cómputo "PLAXIS"

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{seco} (kN/m ³)	H (m)	Altura de marea (m)	n	ϕ	Permeabilidad (m/día)		E (kN/m ²)	ν	F:S
							Kx	Ky			
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.10	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.916
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.12	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.724
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.15	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.405
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.16	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.405
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.18	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.289
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.20	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.187
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.22	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.053
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.24	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.039
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.25	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	0.979
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.26	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	Colapso

ν Relación de Poisson

ϕ Ángulo de fricción interna

H Altura del talud

E Módulo de Young.

n Coeficiente sísmico horizontal.

F.S Factor de seguridad

El análisis hecho con el programa de cómputo SLOPE/W muestra una disminución importante en el factor de seguridad debido a la aceleración horizontal inducida por la acción del sismo, para una aceleración de 0.359 se nota una disminución del 84% en el valor del factor de seguridad mientras que disminuye el 77 y el 33% para aceleraciones de 0.25 y 0.15 g respectivamente.

A pesar de lo drástico que resulta la disminución del factor de seguridad para aceleraciones de 0.35 g el talud sigue siendo estable, cabe recordar que este valor se considero únicamente como una posibilidad remota y que el valor máximo histórico es de 0.25 g.

Los datos tabulados para el método de Bishop realizados con el programa de cómputo SLOPE/W y los resultados obtenidos con el programa de cómputo PLAXIS, para analizar la influencia de sismo en el factor de seguridad se representan en la Figura 2.15.

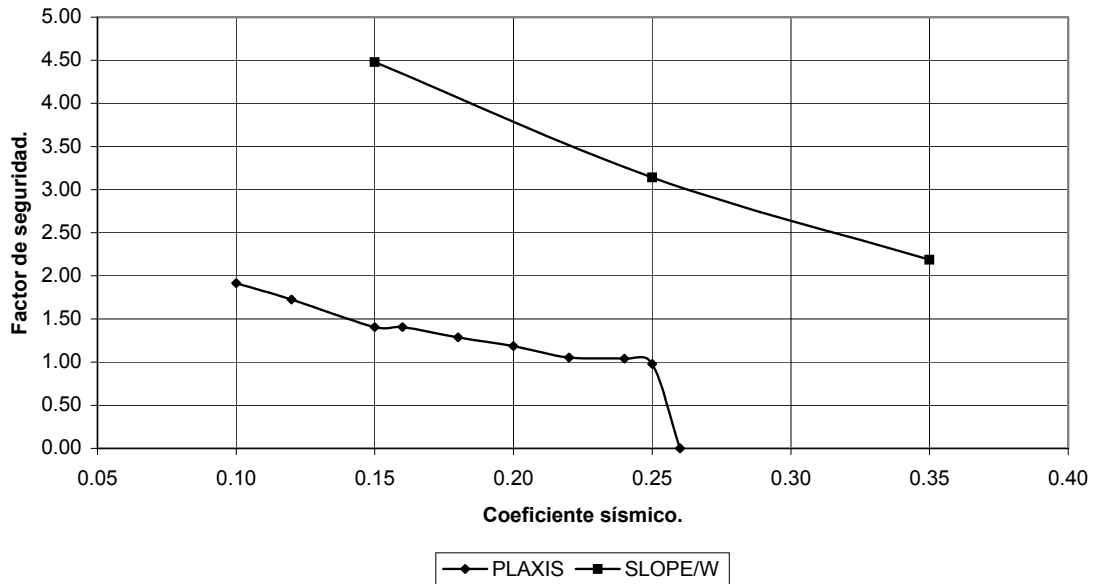


Figura 2.15 Comparación de resultados de la influencia de sismo en el factor de seguridad para los programas de cómputo SLOPE/W y PLAXIS

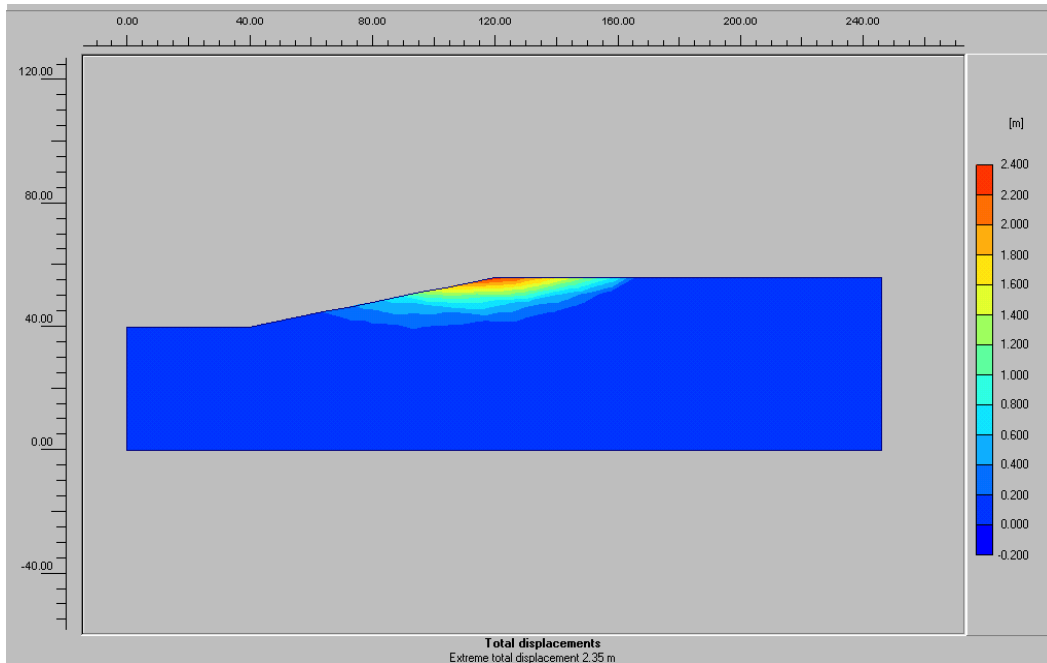


Figura 2.16 Desplazamientos totales obtenidos con el programa de cómputo PLAXIS para una altura de marea de 0.00 m, h=16 m, pendiente 5: 1 y coeficiente sísmico de 0.20 g

2.6.1 Análisis de la susceptibilidad a la licuación por sismo de los depósitos de suelo

El análisis que se presenta está basado en el método de Seed et al, (1983) que se presentó en la sección 1.4.3. El método consiste básicamente en comparar la magnitud de los esfuerzos cortantes cíclicos inducidos por un sismo, caracterizado por un cierto valor de aceleración horizontal, con la resistencia cíclica al esfuerzo cortante del suelo. El análisis se presenta para la estratigrafía y parámetros de los depósitos de suelo deducidos de los ensayos de penetración estándar realizados en los sondeos exploratorios, los resultados se muestran en la Tabla 2.7.

Los máximos sismos registrados en el Pacífico en la zona de Chiapas corresponden a aceleraciones de 250 cm/s^2 , 0.25 de la gravedad. En la Tabla 2.7 se presentan los resultados de factores de seguridad correspondientes a aceleraciones de 0.15, 0.25 y 0.35 g.

2.6.1.1 Determinación de la relación de esfuerzos cíclicos desarrollados en el suelo debido a la vibración del sismo de aceleración ah

$$\tau / \sigma' \approx 0.65 \frac{a_{\max}}{g} \frac{\sigma}{\sigma'} r_d \quad (1.40)$$

Donde a_{\max} es la máxima aceleración en la superficie del terreno, g es la aceleración debida a la gravedad, σ_0 es la presión de sobrecarga total a la profundidad en consideración, σ'_0 es la presión de sobrecarga efectiva a la profundidad en consideración y r_d es el factor de reducción de esfuerzos; r_d puede ser aproximadamente:

$$r_d = 1.0 - 0.015z \quad (1.41)$$

Donde z es la profundidad (en m). Aplicando la ecuación 2.40 para situaciones mar adentro, se supone que σ_0 no incluye los esfuerzos debidos al agua sobre el fondo marino y únicamente se refiere a los esfuerzos totales debidos al suelo.

2.6.1.2 Determinación de la relación de resistencia cíclica al esfuerzo cortante del suelo ante un sismo de magnitud Mo. $(\tau/\sigma')_{\max}$

$(\tau/\sigma')_{\max}$ se obtiene de la Figura 2.31, entrando con el número de golpes corregido de la prueba de penetración estándar, calculado en la sección 2.1.2.

Para fines de análisis se utilizó la línea de mayor intensidad $M_o = 8.5$.

2.6.1.3 Determinación del factor de seguridad

$$F.S = \left(\frac{\tau/\sigma'}{(\tau/\sigma')_{\max}} \right) \quad (2.6)$$

El análisis de los resultados indica que la susceptibilidad a la licuación de los depósitos de suelo es baja para sismos con aceleraciones del orden de 0.25 g o menores. Existe, sin embargo, riesgo de que para sismos de mucha intensidad se presente el fenómeno de licuación para algunos estratos del depósito de suelo. En el sondeo exploratorio número 2 existe la posibilidad de que se presente el fenómeno de licuación, aún con aceleraciones de 0.15 g.

En el caso de un sismo los problemas serían de carácter local y provocarían en el talud del canal de acceso al puerto algunos asentamientos y reacomodos del material que lo conforma, en cuyo caso será necesario efectuar trabajos de mantenimiento y conservación en el canal de acceso. Se analizó el caso para 0.35 g, que corresponde a valores de aceleración horizontal en condiciones extremas, en los cuales podrían presentarse problemas serios por el fenómeno de licuación.

Tabla 2.11 a) Resultados del análisis de la susceptibilidad a la licuación por sismo, sondeo 1

Prof. de	Z a	σ Kn/m ²	σ' Kn/m ²	N'	σ/σ'	rd	τ/σ' ah = 0.15 g	τ/σ' ah = 0.25 g	τ/σ' ah = 0.35 g	(τ/σ') máx Mo = 8.5	F.S. ah = 0.15 g	F.S. ah = 0.25 g	F.S. ah = 0.35 g
0,00	0,60	15,89	9,89	32,98	1,61	0,996	0,156	0,260	0,364	0,340	2,180	1,308	0,934
0,60	1,20	31,83	19,83	44,26	1,61	0,987	0,154	0,257	0,360	0,454	2,941	1,764	1,260
1,20	1,80	47,14	29,14	32,67	1,62	0,978	0,154	0,257	0,360	0,336	2,179	1,308	0,934
1,80	2,40	62,33	38,33	41,89	1,63	0,969	0,154	0,256	0,358	0,454	2,956	1,774	1,267
2,40	3,00	75,78	45,78	55,19	1,66	0,960	0,155	0,258	0,361	0,454	2,932	1,759	1,256
3,00	3,60	88,97	52,97	69,84	1,68	0,951	0,156	0,259	0,363	0,454	2,917	1,750	1,250
3,60	4,20	101,76	59,76	38,91	1,70	0,942	0,156	0,261	0,365	0,453	2,898	1,739	1,242
4,20	4,80	114,40	66,40	40,74	1,72	0,933	0,157	0,261	0,366	0,454	2,898	1,739	1,242
4,80	5,40	127,40	73,40	58,12	1,74	0,924	0,156	0,260	0,365	0,454	2,905	1,743	1,245
5,40	6,00	140,28	80,28	56,73	1,75	0,915	0,156	0,260	0,364	0,454	2,914	1,748	1,249
6,00	6,60	152,62	86,62	52,38	1,76	0,906	0,156	0,259	0,363	0,454	2,919	1,751	1,251
6,60	7,20	165,49	93,49	52,57	1,77	0,897	0,155	0,258	0,361	0,454	2,934	1,761	1,258
7,20	7,80	177,57	99,57	32,23	1,78	0,888	0,154	0,257	0,360	0,331	2,145	1,287	0,919
7,80	8,40	189,71	105,71	40,36	1,79	0,879	0,154	0,256	0,359	0,454	2,953	1,772	1,266
8,40	9,00	201,53	111,53	35,36	1,81	0,870	0,153	0,255	0,357	0,380	2,481	1,488	1,063
9,00	9,60	214,11	118,11	40,09	1,81	0,861	0,152	0,253	0,355	0,454	2,985	1,791	1,279
9,60	10,20	226,11	124,11	36,31	1,82	0,852	0,151	0,252	0,353	0,401	2,651	1,591	1,136
10,20	10,80	238,24	130,24	32,72	1,83	0,843	0,150	0,250	0,351	0,338	2,249	1,350	0,964
10,80	11,40	250,30	136,30	31,10	1,84	0,834	0,149	0,249	0,348	0,312	2,091	1,254	0,896
11,40	12,00	262,27	142,27	31,31	1,84	0,825	0,148	0,247	0,346	0,316	2,132	1,279	0,914
12,00	12,60	273,77	147,77	28,16	1,85	0,816	0,147	0,246	0,344	0,277	1,880	1,128	0,806
12,60	13,20	285,36	153,36	24,29	1,86	0,807	0,146	0,244	0,341	0,235	1,606	0,964	0,688
13,20	13,80	296,87	158,87	22,22	1,87	0,798	0,145	0,242	0,339	0,213	1,466	0,880	0,628
13,80	14,40	307,52	163,52	25,15	1,88	0,789	0,145	0,241	0,337	0,243	1,681	1,008	0,720
14,40	15,00	318,55	168,55	23,17	1,89	0,780	0,144	0,239	0,335	0,223	1,553	0,932	0,665

Tabla 2.11 b) Resultados del análisis de la susceptibilidad a la licuación por sismo, sondeo 2

Prof. de	a	Z	σ Kn/m ²	σ' Kn/m ²	N'	σ/σ'	rd	τ/σ' ah = 0.15 g	τ/σ' ah = 0.25 g	τ/σ' ah = 0.35 g	(τ/σ') máx Mo = 8.5	F.S. ah = 0.15 g	F.S. ah = 0.25 g	F.S. ah = 0.35 g
0,00	0,60	0,30	15,23	9,23	6,83	1,650	0,996	0,160	0,267	0,374	0,065	0,406	0,244	0,174
0,60	1,20	0,90	29,6201	17,62	7,41	1,681	0,987	0,162	0,269	0,377	0,069	0,427	0,256	0,183
1,20	1,80	1,50	42,0997	24,10	52,83	1,747	0,978	0,166	0,277	0,388	0,454	2,727	1,636	1,169
1,80	2,40	2,10	53,7872	29,79	34,21	1,806	0,969	0,171	0,284	0,398	0,362	2,123	1,274	0,910
2,40	3,00	2,70	65,9232	35,92	32,88	1,835	0,960	0,172	0,286	0,401	0,340	1,980	1,188	0,849
3,00	3,60	3,30	77,6797	41,68	28,92	1,864	0,951	0,173	0,288	0,403	0,283	1,639	0,983	0,702
3,60	4,20	3,90	88,9283	46,93	25,74	1,895	0,942	0,174	0,290	0,406	0,249	1,431	0,859	0,613
4,20	4,80	4,50	100,66	52,66	21,44	1,912	0,933	0,174	0,290	0,406	0,204	1,174	0,704	0,503
4,80	5,40	5,10	112,8	58,80	14,88	1,918	0,924	0,173	0,288	0,403	0,136	0,787	0,472	0,337
5,40	6,00	5,70	124,558	64,56	16,78	1,929	0,915	0,172	0,287	0,401	0,155	0,901	0,541	0,386
6,00	6,60	6,30	136,247	70,25	19,80	1,940	0,906	0,171	0,285	0,400	0,187	1,092	0,655	0,468
6,60	7,20	6,90	148,09	76,09	20,22	1,946	0,897	0,170	0,284	0,397	0,192	1,129	0,677	0,484
7,20	7,80	7,50	159,606	81,61	16,08	1,956	0,888	0,169	0,282	0,395	0,149	0,880	0,528	0,377
7,80	8,15	7,98	166,22	86,94	22,25	1,912	0,880	0,164	0,274	0,383	0,216	1,316	0,790	0,564
8,15	10,15	9,15	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*

Tabla 2.11 c) Resultados del análisis de la susceptibilidad a la licuación por sismo, sondeo 3

Prof. de	a	Z	σ Kn/m ²	σ' Kn/m ²	N'	σ/σ'	rd	τ/σ' ah = 0.15 g	τ/σ' ah = 0.25 g	τ/σ' ah = 0.35 g	(τ/σ') máx Mo = 8.5	F.S. ah = 0.15 g	F.S. ah = 0.25 g	F.S. ah = 0.35 g
0,00	0,60	0,30	12,24	6,24	53,97	1,961	0,996	0,190	0,317	0,444	0,454	2,385	1,431	1,022
0,60	1,20	0,90	23,51	11,51	27,51	2,042	0,987	0,196	0,327	0,458	0,270	1,374	0,825	0,589
1,20	1,80	1,50	35,24	17,24	42,48	2,044	0,978	0,195	0,325	0,455	0,454	2,330	1,398	0,999
1,80	2,40	2,10	45,79	21,79	28,89	2,102	0,969	0,198	0,331	0,463	0,283	1,426	0,856	0,611
2,40	3,00	2,70	56,33	26,33	54,58	2,139	0,960	0,200	0,334	0,467	0,454	2,269	1,361	0,972
3,00	3,60	3,30	67,37	31,37	9,26	2,148	0,951	0,199	0,332	0,464	0,087	0,437	0,262	0,187
3,60	4,20	3,90	78,20	36,20	22,41	2,160	0,942	0,198	0,330	0,463	0,213	1,074	0,645	0,460
4,20	4,80	4,50	89,62	41,62	38,59	2,153	0,933	0,196	0,326	0,457	0,452	2,309	1,385	0,990
4,80	5,40	5,10	100,11	46,11	61,11	2,171	0,924	0,195	0,326	0,456	0,454	2,322	1,393	0,995
5,40	6,00	5,70	110,70	50,70	64,10	2,183	0,915	0,195	0,324	0,454	0,454	2,332	1,399	0,999
6,00	6,60	6,30	121,64	55,64	43,11	2,186	0,906	0,193	0,322	0,450	0,454	2,352	1,411	1,008
6,60	7,20	6,90	133,69	61,69	39,62	2,167	0,897	0,189	0,316	0,442	0,454	2,397	1,438	1,027
7,20	7,80	7,50	143,96	65,96	42,15	2,183	0,888	0,189	0,315	0,441	0,454	2,404	1,442	1,030
7,80	8,40	8,10	154,62	70,62	43,20	2,189	0,879	0,188	0,313	0,438	0,454	2,421	1,453	1,038
8,40	9,00	8,70	165,92	75,92	25,00	2,186	0,870	0,185	0,309	0,432	0,454	2,450	1,470	1,050
9,00	9,60	9,30	177,43	81,43	5,75	2,179	0,861	0,183	0,305	0,427	0,055	0,301	0,181	0,129
9,60	10,20	9,90	188,97	86,97	5,56	2,173	0,852	0,180	0,301	0,421	0,052	0,288	0,173	0,124
10,20	10,80	10,50	200,10	92,10	5,40	2,173	0,843	0,178	0,297	0,416	0,051	0,286	0,171	0,122
10,80	11,40	11,10	211,32	97,32	19,98	2,171	0,834	0,176	0,294	0,412	0,190	1,077	0,646	0,461
11,40	12,00	11,70	221,83	101,83	51,40	2,178	0,825	0,175	0,292	0,409	0,454	2,593	1,556	1,111
12,00	12,60	12,30	232,36	106,36	50,29	2,185	0,816	0,174	0,290	0,405	0,454	2,614	1,568	1,120
12,60	13,20	12,90	242,48	110,48	49,34	2,195	0,807	0,173	0,288	0,403	0,454	2,631	1,578	1,127
13,20	13,80	13,50	252,48	114,48	48,47	2,205	0,798	0,171	0,286	0,400	0,454	2,647	1,588	1,135
13,80	14,40	14,10	262,49	118,49	45,74	2,215	0,789	0,170	0,284	0,397	0,454	2,666	1,599	1,142
14,40	15,00	14,70	273,30	123,30	45,77	2,217	0,780	0,168	0,281	0,393	0,454	2,695	1,617	1,155

Tabla 2.11 d) Resultados del análisis de la susceptibilidad a la licuación por sismo, sondeo 4

Prof. de	Z	σ Kn/m ²	σ' Kn/m ²	N'	σ/σ'	rd	τ/σ' ah = 0.15 g	τ/σ' ah = 0.25 g	τ/σ' ah = 0.35 g	(τ/σ') máx Mo = 8.5	F.S. ah = 0.15 g	F.S. ah = 0.25 g	F.S. ah = 0.35 g	
0,00	0,60	0,30	15,58	9,58	60,32	1,626	0,996	0,1579	0,263	0,368	0,454	2,876	1,726	0,714
0,60	1,20	0,90	30,83	18,83	62,15	1,637	0,987	0,1575	0,262	0,367	0,454	2,883	1,730	0,714
1,20	1,80	1,50	46,54	28,54	64,08	1,631	0,978	0,1554	0,259	0,363	0,454	2,921	1,753	0,714
1,80	2,40	2,10	60,35	36,35	44,73	1,660	0,969	0,1568	0,261	0,366	0,454	2,896	1,738	0,714
2,40	3,00	2,70	74,28	44,28	46,76	1,677	0,960	0,1569	0,262	0,366	0,454	2,893	1,736	0,714
3,00	3,60	3,30	86,91	50,91	47,98	1,707	0,951	0,1582	0,264	0,369	0,454	2,870	1,722	0,714
3,60	4,20	3,90	99,04	57,04	54,94	1,736	0,942	0,1594	0,266	0,372	0,454	2,848	1,709	0,714
4,20	4,80	4,50	111,51	63,51	49,46	1,756	0,933	0,1596	0,266	0,372	0,454	2,844	1,706	0,714
4,80	5,40	5,10	123,63	69,63	48,48	1,776	0,924	0,1599	0,266	0,373	0,454	2,840	1,704	0,714
5,40	6,00	5,70	135,95	75,95	45,23	1,790	0,915	0,1596	0,266	0,372	0,454	2,845	1,707	0,714
6,00	6,60	6,30	147,79	81,79	35,56	1,807	0,906	0,1595	0,266	0,372	0,390	2,445	1,467	0,714
6,60	7,20	6,90	159,43	87,43	36,61	1,823	0,897	0,1594	0,266	0,372	0,418	2,623	1,574	0,714
7,20	7,80	7,50	171,66	93,66	38,59	1,833	0,888	0,1586	0,264	0,370	0,452	2,850	1,710	0,714
7,80	8,40	8,10	184,04	100,04	34,22	1,840	0,879	0,1576	0,263	0,368	0,364	2,310	1,386	0,714
8,40	9,00	8,70	195,41	105,41	34,35	1,854	0,870	0,1572	0,262	0,367	0,365	2,323	1,394	0,714
9,00	9,60	9,30	206,92	110,92	30,53	1,865	0,861	0,1565	0,261	0,365	0,305	1,949	1,169	0,714
9,60	10,20	9,90	218,85	116,85	31,67	1,873	0,852	0,1555	0,259	0,363	0,320	2,058	1,235	0,714
10,20	10,80	10,50	230,61	122,61	34,66	1,881	0,843	0,1545	0,258	0,361	0,370	2,395	1,437	0,714
10,80	11,40	11,10	241,90	127,90	34,85	1,891	0,834	0,1537	0,256	0,359	0,377	2,453	1,472	0,714
11,40	12,00	11,70	254,08	134,08	35,83	1,895	0,825	0,1523	0,254	0,355	0,396	2,600	1,560	0,714
12,00	12,60	12,30	265,84	139,84	35,09	1,901	0,816	0,1512	0,252	0,353	0,380	2,514	1,508	0,714
12,60	13,20	12,90	277,51	145,51	31,82	1,907	0,807	0,1500	0,250	0,350	0,326	2,174	1,304	0,714
13,20	13,80	13,50	289,11	151,11	31,22	1,913	0,798	0,1488	0,248	0,347	0,312	2,097	1,258	0,714
13,80	14,40	14,10	300,85	156,85	14,08	1,918	0,789	0,1475	0,246	0,344	0,130	0,882	0,529	0,714
14,40	15,00	14,70	311,47	161,47	40,82	1,929	0,780	0,1466	0,244	0,342	0,454	3,097	1,858	0,714

Las Figuras 2.17 a.2.20 muestran gráficamente el comportamiento del factor de seguridad a la licuación por sismo, en los cuatro sondeos exploratorios.

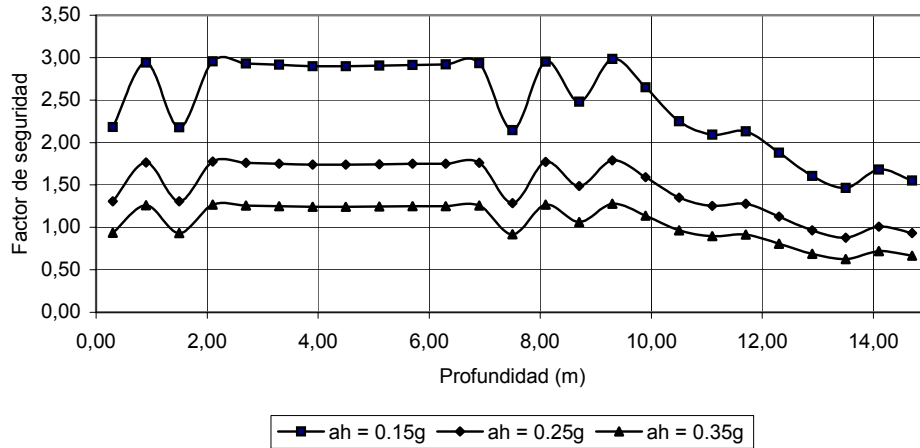


Figura 2.17 Factor de seguridad a la licuación por sismo vs profundidad, de los resultados obtenidos del sondeo exploratorio No. 1

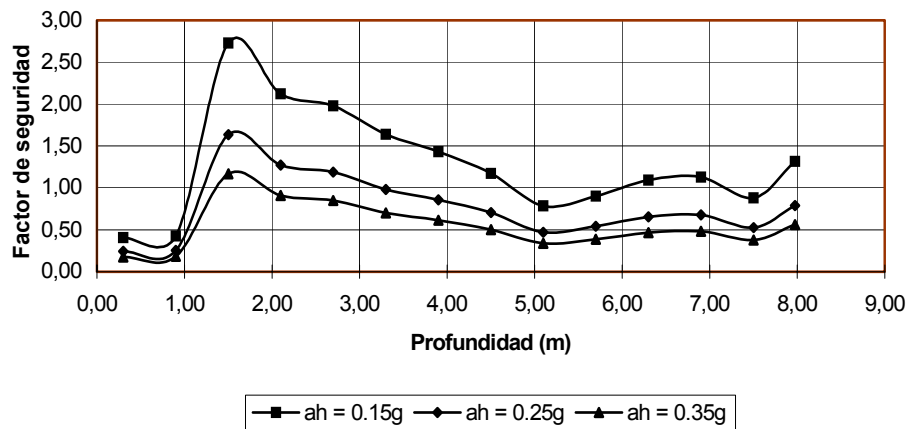


Figura 2.18 Factor de seguridad a la licuación por sismo vs profundidad, de los resultados obtenidos del sondeo exploratorio No. 2

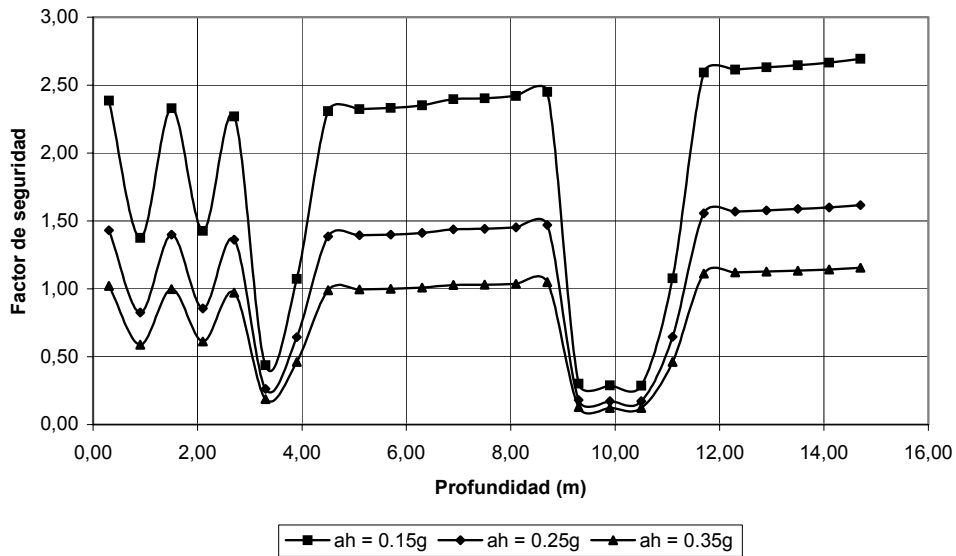


Figura 2.19 Factor de seguridad a la licuación por sismo vs profundidad, de los resultados obtenidos del sondeo exploratorio No 3

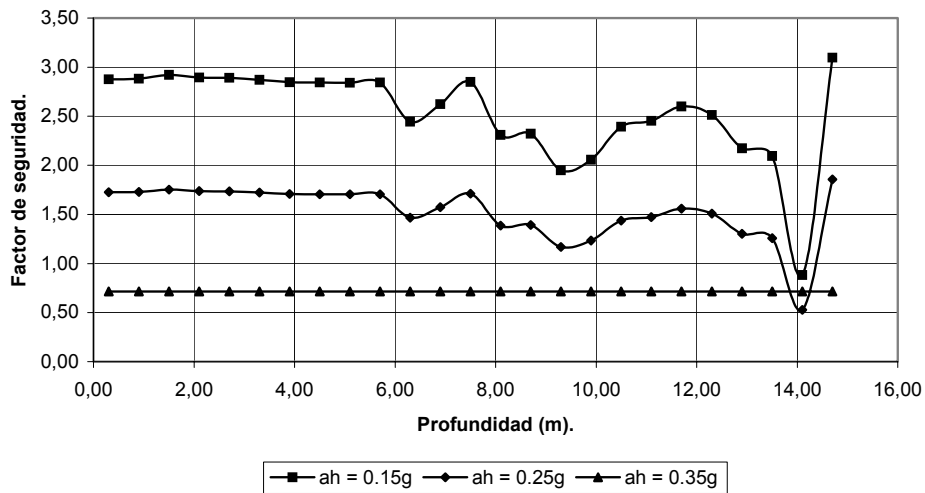


Figura 2.20 Factor de seguridad a la licuación por sismo vs profundidad, de los resultados obtenidos del sondeo exploratorio No 4

2.7 Influencia del peso de la escollera

Para fines de comparación se consideró la profundidad de dragado de 16 m, con pendiente 5:1, ángulo de fricción interna de 35° , cohesión cero, y peso específico saturado de 20 kN/m^2 que se obtuvieron del estudio geotécnico previo, de los análisis anteriores se considera una altura de marea de cero m, y coeficiente sísmico de 0.25g.

Para el análisis se tomaron en consideración los datos obtenidos en el levantamiento batimétrico previo; sección del canal de acceso y sección de la escollera (Figuras 2.1 y 2.2), para la escollera se utilizó el peso específico de roca sólida de 27 kN/m^3 , con lo que se obtiene una carga de $2,754 \text{ kN/m}$.

En el levantamiento batimétrico previo se nota que las escolleras están situadas a una distancia mínima de 100 m del hombro del talud, como se muestra en la Figura 2.21, con base en el dato anterior, en el presente análisis se moverá la carga de la escollera hacia el hombro del talud a una distancia x , con el fin de encontrar la distancia crítica para la cual el factor de seguridad es menor que la unidad.

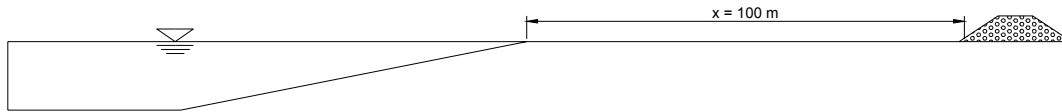


Figura 2.21 Localización de la escollera

Tabla 2.12 Influencia del peso de la escollera en el factor de seguridad, analizado con el programa de cómputo "SLOPE/W"

Pendiente	γ_{sat} (kN/m^3)	H (m)	x (m)	n	ϕ	FACTOR DE SEGURIDAD					
						Ordinario	Bishop	Janbu	M.P	Spencer	GLE
5:1	20.00	16.00	100.00	0.25	35°	2.829	3.143	2.877	3.154	3.154	3.155
5:1	20.00	16.00	50.00	0.25	35°	2.829	3.143	2.877	3.154	3.154	3.155
5:1	20.00	16.00	25.00	0.25	35°	2.760	3.143	2.843	3.154	3.154	3.155
5:1	20.00	16.00	10.00	0.25	35°	2.616	3.047	2.693	3.063	3.063	3.068
5:1	20.00	16.00	0.00	0.25	35°	2.540	2.851	2.594	2.863	2.863	2.864

M.P Morgensten - Price

ϕ Angulo de fricción interna.

GLE Método general de equilibrio límite.

n Coeficiente sísmico horizontal

H Altura del talud

Tabla 2.13 Influencia del peso de la escollera en el factor de seguridad, analizado con el programa de cómputo “PLAXIS”

Pendiente	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{seco} (kN/m ³)	H	x (m)	n	ϕ	Permeabilidad (m/día)		E (kN/m ²)	ν	F:S
			(m)				Kx	Ky			
5:1	20.00	16.00	16.00	100.00	0.10	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.708
5:1	20.00	16.00	16.00	100.00	0.15	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.325
5:1	20.00	16.00	16.00	100.00	0.20	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.082
5:1	20.00	16.00	16.00	100.00	0.23	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.010
5:1	20.00	16.00	16.00	100.00	0.24	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	0.977
5:1	20.00	16.00	16.00	50.00	0.10	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.638
5:1	20.00	16.00	16.00	50.00	0.15	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.297
5:1	20.00	16.00	16.00	50.00	0.19	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.079
5:1	20.00	16.00	16.00	50.00	0.20	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	0.991
5:1	20.00	16.00	16.00	25.00	0.10	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.645
5:1	20.00	16.00	16.00	25.00	0.15	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.287
5:1	20.00	16.00	16.00	25.00	0.20	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.080
5:1	20.00	16.00	16.00	25.00	0.21	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	0.943
5:1	20.00	16.00	16.00	10.00	0.10	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.603
5:1	20.00	16.00	16.00	10.00	0.15	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.276
5:1	20.00	16.00	16.00	10.00	0.20	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.064
5:1	20.00	16.00	16.00	10.00	0.22	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.006
5:1	20.00	16.00	16.00	10.00	0.23	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	0.972
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.10	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.731
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.15	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.339
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.20	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.076
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.22	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	1.019
5:1	20.00	16.00	16.00	0.00	0.23	35°	0.300	0.300	300,000.00	0.350	0.972

ν Relación de Poisson

ϕ Angulo de fricción interna

H Altura del talud

E Módulo de Young.

n Coeficiente sísmico horizontal.

F.S Factor de seguridad

El análisis hecho con el programa de cómputo SLOPE/W muestra que la carga que la escollera transmite al talud no repercute en el factor de seguridad debido a que se encuentra a una distancia de 100 m del hombro, aún en el caso de que la escollera se colocara sobre el hombro del talud, el factor de seguridad no presenta una disminución importante, debido principalmente a la pendiente que presenta el talud y a que el empuje que ejerce el agua tiende a estabilizarlo por actuar en sentido contrario a las fuerzas o momentos actuantes.

El análisis hecho con el programa de cómputo “PLAXIS” muestra que el talud soporta sismos con aceleración de hasta 0.24g, cuando la escollera se localiza a 100 m del hombro, que es la posición real, soportando sismos de hasta 0.23g cuando la escollera se localizara en el hombro del talud, lo anterior demuestra que el análisis del factor de seguridad ante sismo es completamente satisfactorio.

Los datos tabulados para el método de Bishop realizados con el programa de cómputo SLOPE/W y los resultados obtenidos con el programa de cómputo PLAXIS, para analizar la influencia del peso de la escollera en el factor de seguridad se representan en las siguientes Figuras.

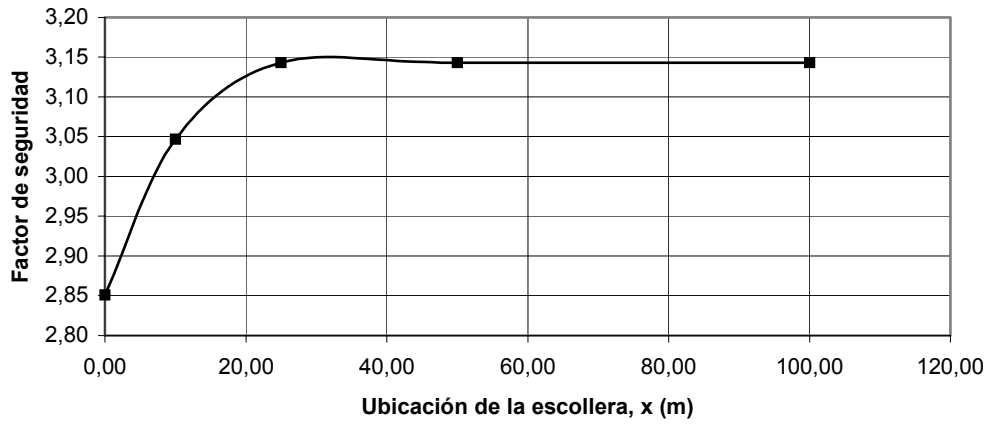


Figura 2.22 Influencia del peso de la escollera en el factor de seguridad con el programa de cómputo SLOPE/W

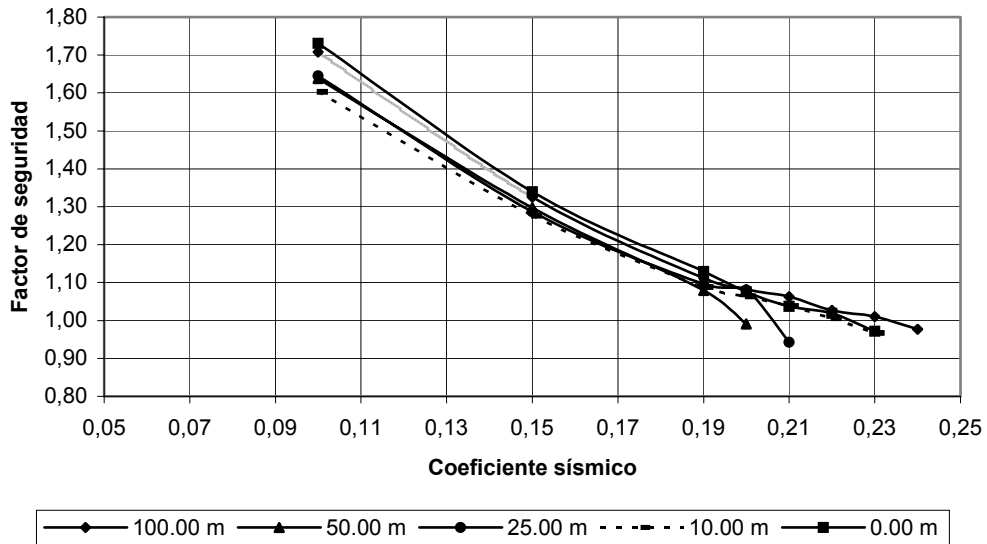


Figura 2.23 Influencia del peso de la escollera en el factor de seguridad con el programa de cómputo PLAXIS

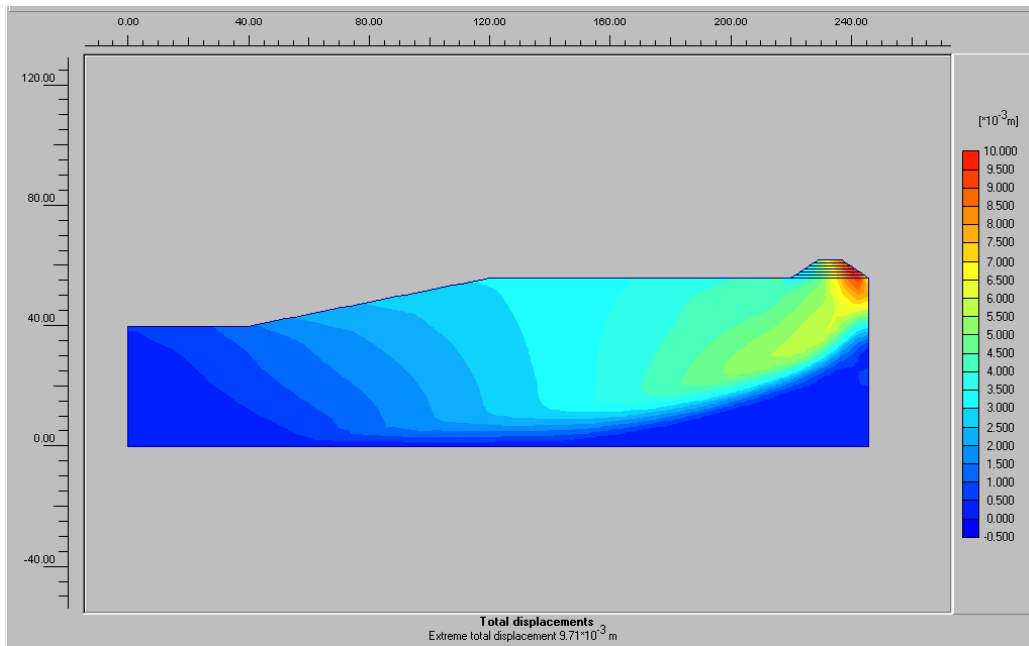


Figura 2.24 Desplazamientos totales obtenidos con el programa de cómputo PLAXIS para una altura de marea de 0.00 m, $h=16$ m, pendiente 5: 1, coeficiente sísmico de 0.20 g y el peso de la escollera

3. Exploración de suelos en el mar

Este capítulo se ha dividido en tres partes, en la primera se trata el tema de los suelos costeros, en la segunda el de los suelos marinos. En ambos casos se presenta el ciclo completo de la Geotecnia, es decir; trabajos de campo (geología, exploración y muestreo), trabajos de laboratorio (propiedades mecánicas e índice), y diseño (cargas ambientales, respuesta de cimentaciones, análisis de comportamiento, etc.) y en la tercera parte se trata el tema de la exploración del subsuelo marino.

3.1 Suelos costeros

El medio ambiente al que nos referimos al hablar de costa incluye: lagunas marginales, esteros, marismas, deltas de ríos, desembocadura de ríos y canales, playas y una faja de lecho marino contiguo a la costa, con un ancho definido por la línea de playa y la elevación batimétrica-12m (esto último, de manera general y arbitraria). Esto da, por sí mismo, una idea clara de la heterogeneidad de los materiales que se pueden encontrar y de las dificultades para: a) realizar campañas de exploración y muestreo y de la necesidad de emplear técnicas diversas para ello; b) idealizar los suelos y obtener sus propiedades ingenieriles; y c) identificar y cuantificar los factores ambientales que intervienen en el diseño geotécnico.

3.1.1 Exploración y muestreo

En la costa se pueden emplear los métodos de exploración y muestreo siguientes: a) Métodos geofísicos tradicionales, b) Métodos de exploración geofísica marinos, c) Muestreo del suelo con técnicas tradicionales, y d) Muestreo del suelo con técnicas marinas. Cada uno de estos tiene su campo de aplicación específico, aún cuando a veces pueden hacerse algunas combinaciones. Cuentan, además, con diferentes ensayos, técnicas o herramientas, adecuadas para usos particulares.

Métodos geofísicos tradicionales. Entre las técnicas más empleadas en México se tienen: refracción total, resistividad y gravimetría. Pueden ser de gran utilidad en zonas en las cuales se tienen materiales muy contrastantes en lo que se refiere a su consistencia o compacidad, por ejemplo, suelos residuales o transportados sobreyaciendo a roca, con una superficie de contacto más o menos regular. En el otro extremo, en el caso de suelos heterogéneos tanto en sentido vertical como horizontal, estos métodos no son los indicados. Si se tratara de la técnica de refracción total debe recordarse que por principio de trabajo del método se requiere que los suelos tengan una mayor velocidad de propagación de ondas de compresión y de cortante con la profundidad; en general, en el caso de aluviones

pueden proporcionar el espesor de ellos con regular precisión; sin embargo, la información geotécnica particular del aluvión no la da.

Los métodos de exploración geofísica marinos. De alta y baja frecuencia pueden ser también utilizados; los primeros en lugares con tirantes de agua de 2 m o más. Los segundos requieren tirantes de agua superiores a 10 m.

Muestreo del suelo con técnicas tradicionales. Se pueden dividir en dos grandes grupos la técnicas tradicionales: a) Métodos directos, con los cuales se obtienen muestras de suelo alteradas o inalteradas y b) Métodos indirectos, los que dan alguna información de las características in situ del suelo, pero no se sacan muestras de él.

a) Métodos directos. Los más comunes aplicados en México son la extracción de muestras inalteradas con tubo Shelby de diámetros entre 7.5 y 10 cm, tubo Shelby dentado de iguales diámetros y tubo Denilson. Por otra parte, la prueba de penetración estándar que proporciona, además de muestras de suelo alteradas, información acerca de la resistencia o compacidad de los materiales y, a través de correlaciones empíricas, su ángulo de fricción interna o resistencia al corte.

b) Métodos indirectos. En México, en los últimos años se ha extendido el uso del cono eléctrico para suelos blandos, el cono hidráulico para materiales granulares, y el llamado ensaye de cono perdido hincado a percusión. Desde hace más de tres décadas se ha empleado la veleta para suelos blandos aunque de manera restringida. Se han hecho también unos ensayos con el presiómetro de Menard.

c) Muestreo del suelo con técnicas marinas. Excepción hecha de lugares con tirantes de agua superiores a 10 m, estas técnicas no pueden ser utilizadas con ventaja sobre los métodos tradicionales.

Para el caso de tirantes de agua superiores a los 2 m y hasta 12 m máximo, se ha recurrido a montar la perforadora en chalanes, o balsas construidas con tambores de 200 l y plataformas (conocidas como escantillones). Los chalanes y las balsas pueden ser utilizados en zonas de aguas en reposo; sin embargo, frecuentemente se emplean en lugares con corrientes de agua o con oleaje. Las perforadoras no tienen elementos que contrarresten el movimiento tanto de cabeceo como vertical del elemento de flotación (el cual se mueve a pesar de que esté anclado en cuatro puntos) por lo que, generalmente, las muestras de suelo inalteradas se remoldean por el movimiento de la barra y por el balanceo de la perforadora al hincar el tubo. El problema es más agudizado cuando se hace el ensaye de penetración estándar, ya que la altura de caída del martillo estará variando conforme el movimiento de la balsa. En estos casos es casi imposible realizar un sondeo de cono eléctrico o hidráulico ya que siempre habrá un movimiento vertical hacia arriba y hacia abajo (de chaqueteo) de las barras y penetrómetro.

Por lo anterior es recomendable el empleo de plataformas fijas para apoyar las máquinas perforadoras, Figura 3.1. No se ignora que se requiere equipo de apoyo

para posicionar el escantillón, tales como grúas y chalanes. Sin embargo, a pesar del costo que representan ofrecen la alternativa más segura y confiable para hacer sondeos y extraer muestras representativas del suelo.

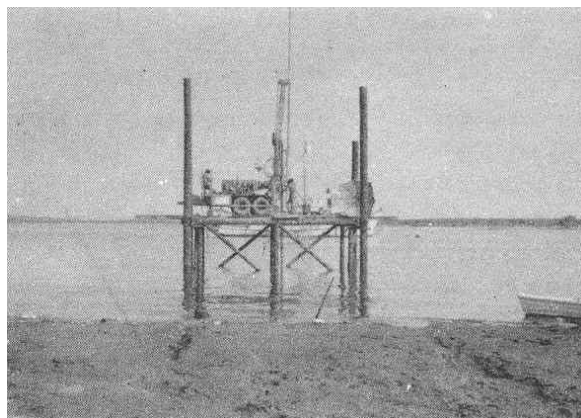


Figura 3.1 Perforadora apoyada en una plataforma fija

Hay un aspecto pocas veces considerado, el cual es que un programa de exploración puede ser diseñado para estimar cantidades de obra, por ejemplo en el caso de dragado de canales. Además, puede dar información acerca del grado de dificultad del suelo para una operación constructiva en particular, y así hacer programas constructivos más realistas e incluso una selección más adecuada de los equipos a emplear o del procedimiento constructivo idóneo.

En resumen la exploración y el muestreo de suelos costeros, son operaciones que deben planearse ingenierilmente; si el sitio es desconocido se deben iniciar los trabajos con el procedimiento más sencillo y económico para obtener información que retroalimente al ingeniero para emplear la técnica más adecuada al caso particular. Es muy simple escribir la frase anterior; en la práctica se tienen que vencer obstáculos que van desde aspectos de contratación, de organización interna de la compañía o institución pública que ejecuta el trabajo y del costo del proyecto, pero más que nada del ingeniero encargado del programa de exploración, que en muchos casos es inexperto, o bien, no está en el sitio el tiempo suficiente para darse cuenta de la necesidad de un cambio en la técnica a emplear o en el número de sondeos a realizar. También sucede con frecuencia que el ejecutor de la exploración y el muestreo no es quien la diseñó y planeó, y aquel que lo hizo no se retroalimenta con la información que se va obteniendo; es decir, ambas partes ven coartadas sus posibilidades de sugerir procedimientos alternativos o cambios al programa, además, el ejecutor, desconoce el proyecto de manera detallada, lo cual lo limita aún más.

3.1.2 Propiedades mecánicas

Si un suelo es uniforme con las técnicas usuales de laboratorio se pueden obtener sus propiedades mecánicas y trasladar estos resultados al campo. Si no es así, el ingeniero tendrá que recurrir a su experiencia, intuición y conocimiento para estimar el comportamiento de los materiales en el lugar (esto último no debe traducirse como audacia y temeridad). En el primer caso bastarán unos cuantos sondeos y un número adecuado de muestras inalteradas representativas del suelo; mientras que en el segundo será más valioso contar con un mayor número de sondeos hechos con métodos indirectos y unas cuantas muestras inalteradas o no.

Dado que los suelos costeros son en general heterogéneos, el ingeniero debe recurrir a hacer y recomendar pruebas in situ, para confirmar y corregir su diseño; tales, como pruebas de carga en pilotes, Figuras 3.2 y 3.3.

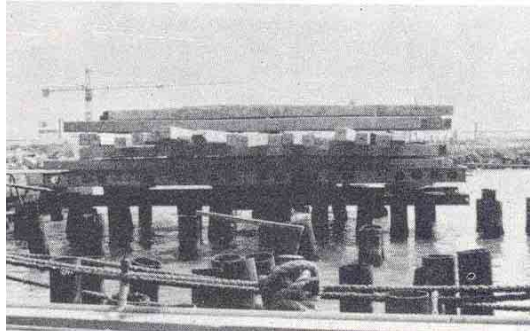


Figura 3.2 Prueba de carga de un pilote para un muelle

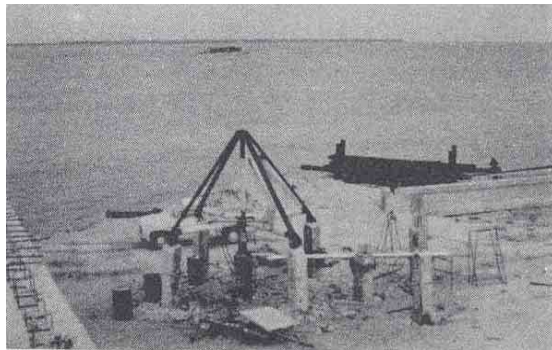


Figura 3.3 Prueba de carga de un pilote en la playa

Un problema frecuente es la estimación del gasto por flujo de agua al interior de una excavación; además de la selección del tipo de bombeo requerido (pozos punta de gran diámetro, zanjas colectoras, etc.) para evaluar lo primero se requiere conocer la permeabilidad del suelo, lo cual puede obtenerse con ensayos

de laboratorio; sin embargo, las pruebas in situ como la Lefranc o una prueba de bombeo proporcionan información más fidedigna de la permeabilidad sobre todo la segunda, ya que el análisis de la prueba proporciona el coeficiente de permeabilidad k promedio de los suelos en el lugar.

Por último, así como el programa de exploración y muestreo debe diseñarse tomando en consideración los factores ambientales y la estructura retroalimentarse con la información conforme se va obteniendo, también el programa de obtención de propiedades mecánicas debe proponerse con base en las mismas consideraciones.

3.1.3 Diseño geotécnico en la costa

Los principales factores que deben tomarse en cuenta en el diseño de una estructura en la costa son: el viento, el oleaje, corrientes, sismos, efectos de los barcos, cambios de marea, arrastre litoral, los cambios locales por la presencia de la estructura misma a construir, el tipo de estructura y los equipos de construcción disponibles en la zona.

A pesar de los esfuerzos de diversas instituciones públicas, en general se dispone de poca información de características de los vientos, corrientes y arrastre litoral, en las costas de la República; fundamentalmente porque apenas se inicia un esfuerzo serio por desarrollarlas. En otras ocasiones los estudios cubren un periodo de tiempo muy breve.

La estimación de la magnitud de las cargas producidas por los diferentes factores se puede hacer tomando en cuenta, teorías y correlaciones empíricas.

3.2 Suelos marinos

El hallazgo de yacimientos petrolíferos en la plataforma continental durante los últimos cuarenta años, ha provocado un interés general por desarrollar tanto las técnicas de exploración, localización y extracción del petróleo, como las de exploración y muestreo del lecho marino con fines geotécnicos, ya que se requieren cimentar en el fondo marino plataformas de exploración, producción, almacenamiento de petróleo y vivienda del personal. Las fuerzas axiales y laterales que actúan en estas estructuras son de gran magnitud. Lo cual ha motivado que la solución de cimentación más generalizada sea mediante pilotes de acero. En años recientes se han construido plataformas en lugares con tirantes de agua de hasta de 300 m y con pilotes hincados a profundidades de 150 m bajo el lecho marino. La capacidad de carga axial de un pilote tipo es de 2000 ton y de 120 ton en carga lateral. En la Figura 3.4 se muestra una vista del ambiente marino con una plataforma de perforación Jack-up.



Figura 3.4 Plataforma de perforación petrolera tipo Jack-up

3.2.1 Exploración y muestreo

En el mar se emplean los métodos de exploración y muestreo siguientes: a) Métodos Geofísicos de alta y baja frecuencia y b) Muestreo del suelo con técnicas marinas. Ambos tipos de estudios se llevan a cabo a bordo de barcos de tipo abastecedor, Figura 3.5, adaptados especialmente para ello.



Figura 3.5 Barco tipo abastecedor

Métodos Geofísicos de alta frecuencia. Estos métodos también se conocen con el nombre de acústicos. Entre ellos se tiene la ecosonda y el sonar de exploración lateral (side scan sonar) Figura 3.6, el primero es empleado para obtener perfiles del lecho marino (batimetría), el segundo para detectar irregularidades del fondo. Estas técnicas se aplican con equipos que trabajan a alta frecuencia y alta atenuación con poca o nula penetración en el lecho marino.

Métodos Geofísicos de baja frecuencia. Entre este tipo de métodos se tiene el destellador (sparker Figura 3.7), y el perfilador o pulso acústico (Figura 3.8). estos

procedimientos utilizan equipos de baja frecuencia y pueden penetrar, el primero 900 m en el lecho marino y entre 30 y 120 m el perfilador. Proporcionan información estratigráfica del lecho marino, con una precisión asombrosa (Figura 3.9). Sin embargo, su campo de aplicación se ve limitado a tirantes de agua de 10 o más metros.

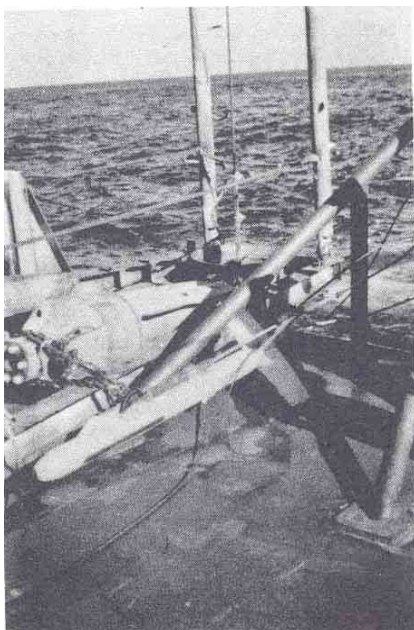


Figura 3.6 Sonar de exploración lateral

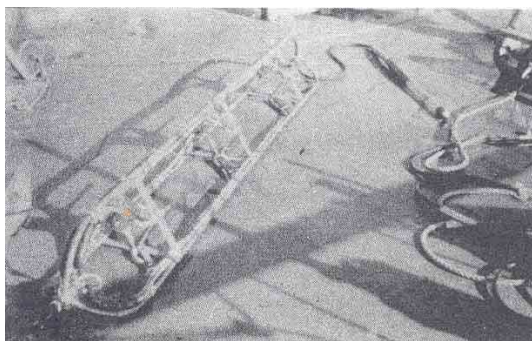


Figura 3.7. Destellador (sparker)

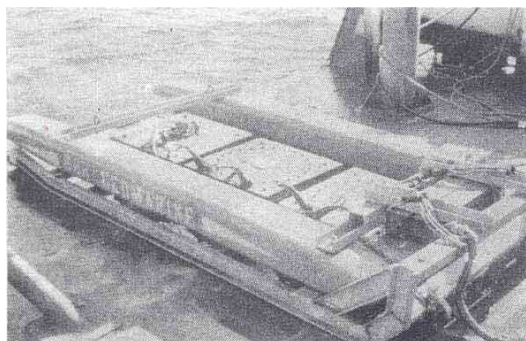


Figura 3.8 Pulso acústico

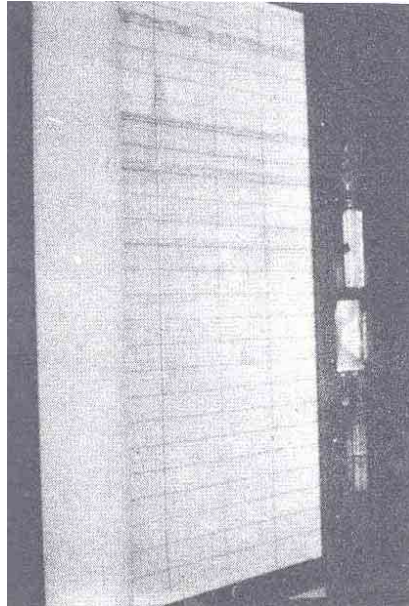


Figura 3.9 Escapes de gas

En la Figura 3.10 se muestra en forma esquemática la disposición de estos equipos durante el desarrollo de un programa de exploración.

Cabe hacer notar que los estudios se realizan dividiendo la zona de interés por medio de una malla general. El barco recorre las líneas auxiliado por sistemas de navegación como el *Shoran*.

Los métodos geofísicos marinos permiten identificar rasgos y estructuras geológicas del fondo marino con gran precisión. Por lo cual, son indispensables para localizar las plataformas en lugares seguros y para definir la mejor línea de tendido de tuberías marinas; o bien, anticipar posibles problemas en estas y tomar medidas correctivas.

Muestreo del suelo con técnicas marinas. Al igual que para el caso de la costa, se pueden dividir las técnicas marinas en dos grandes grupos: a) Métodos directos en los cuales se obtienen muestra de suelo alteradas o inalteradas; b) Métodos indirectos, los cuales dan información de las características del suelo marino sin obtener muestras del suelo.

a) Métodos marinos directos. Para realizar los sondeos, se monta una perforadora en un barco de tipo abastecedor (Figura 3.11) el cual cuenta con un pozo central que atraviesa el bote desde la cubierta de trabajo hasta el casco. El barco se posiciona en el sitio del sondeo por medio de cuatro anclas muy pesadas, con el objeto de disminuir al mínimo posible su movimiento horizontal.

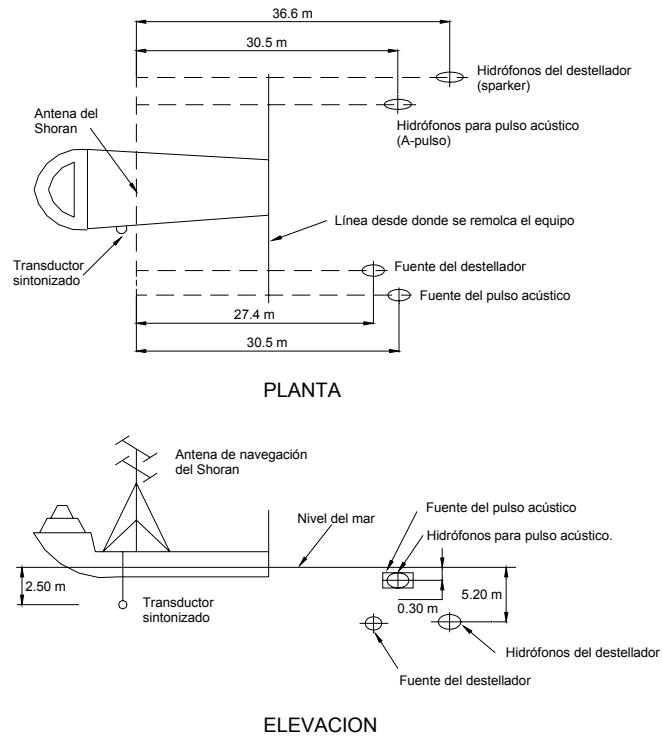


Figura 3.10 Posición de los equipos geofísicos



Figura 3.11 Perforadora montada en el barco abastecedor

En general se emplea el muestreo tipo cable-guía (wire-line). Este sistema ha sido ampliamente utilizado en sondeos geotécnicos en el mar; se acepta que las muestras estén algo alteradas. Dicho procedimiento fue elegido como una solución conciliadora entre el costo de la exploración y la calidad de las muestras de suelos cohesivos. Ha sido un método efectivo para obtener información valiosa a profundidades superiores a 200 m a partir del lecho marino y con tirantes de agua de 300 m.

El sondeo se lleva a cabo con ademe metálico en cuyos extremos se fija una broca de buriles o de roles, 7 u 8" de ϕ , dependiendo del tipo de suelo. Las brocas son abiertas en su parte central; es decir tiene un orificio de 4" de ϕ aproximadamente, el ademe es tubería tipo API, IF de 3 1/2 " de ϕ exterior y 2 3/4" de ϕ interior o similar. En la Figura 3.12 se muestran los detalles de la perforación, la cual se utiliza con lodo (barita y polímero) sin recirculación.

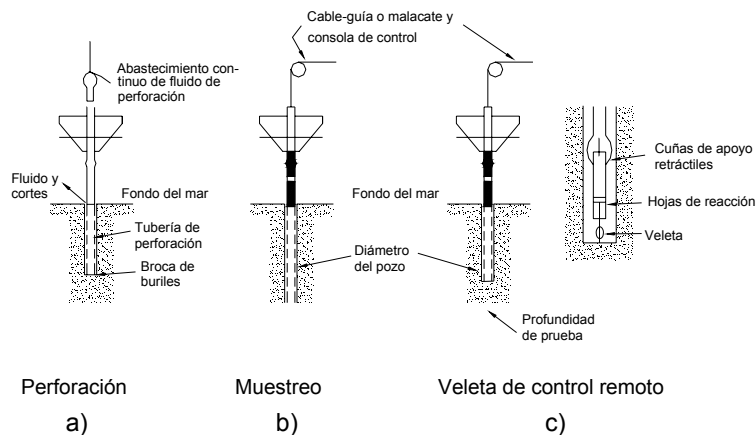


Figura 3.12 Perforación, muestreo y veleta de control remoto

Para hacer el muestreo se avanza la perforación hasta la profundidad deseada, y se retrae 1.5 m de tubería de perforación, para que la broca no golpee el fondo del pozo (debido al movimiento del barco producido por las olas), y que no altere el suelo que se desea extraer. El muestreador se sujeta a un tubo cabezal alrededor del cual se desliza un tubo martillo; este último va sujeto a un cable guía, el peso del martillo es de 80 kg. y su altura de caída, de 1.5 m. Todo el conjunto se baja por el interior de la tubería de perforación hasta que el muestreador descansa en el fondo (Figura 3.12.b), luego se hinca a golpes el tubo martillo. La longitud de la muestra es de 60 cm, o aquella en que el número de golpes sea igual a treinta.

El muestreo es de tipo selectivo, y en función de las características estratigráficas de la zona, se puede, por ejemplo, muestrear 60 cm de cada 90 cm de suelo en los primeros 12 m. A profundidades mayores se puede obtener una muestra a cada 3 m, y además, donde haya cambiado de estrato.

Los muestreadores más comunes son: el muestreador de camisa y el de pared delgada.

El muestreador de camisa se utiliza para extraer arcilla blanda. El de pared delgada se usa en arcillas firmes y duras y en arenas medias no cementadas.

b) Métodos marinos indirectos. Para medir la resistencia no drenada de los sedimentos marinos in situ se utiliza a) la veleta operada a control remoto, y b) el penetrómetro tipo cono holandés con dos sistemas, el Seacalf y el Wison.

La veleta operada a control remoto se emplea utilizando el procedimiento de perforación descrito antes, Figura 4.12.c.

Los penetrómetros tipo cono holandés trabajan bajo el mismo principio, es decir: se hinca el penetrómetro en el suelo y se mide tanto la resistencia a la penetración por punta y por fricción con la profundidad, por medio de sensores eléctricos o hidráulicos.

El Seacalf es un sistema autónomo que se hace descansar en el lecho marino, automáticamente hinca el penetrómetro y las barras conforme se avanza con la prueba.

El Wison utiliza el ademe metálico que se emplea para perforar, como elemento de reacción para el cono, Figura 3.13.

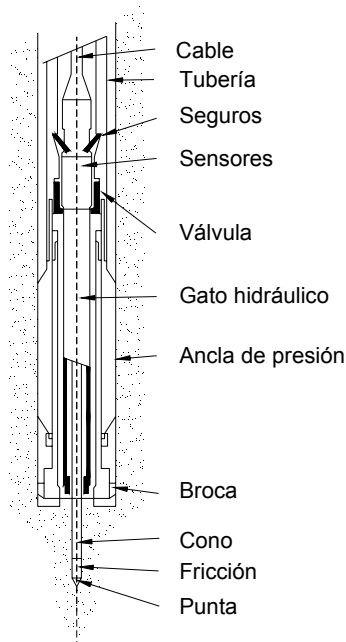


Figura 3.13 Penetrómetro tipo Wison

Los resultados del penetrómetro permiten estimar el tipo de suelo atravesado (así como su resistencia no drenada) de acuerdo con la relación entre la resistencia de punta y la de fricción obtenida.

3.2.2 Propiedades mecánicas

La determinación en el laboratorio de la resistencia al corte de muestras de suelo marino cohesivo se hace con los ensayos siguientes: veleta miniatura, de compresión no confinada o triaxial no consolidada drenada y en algunos casos triaxiales consolidado-no drenado. La desventaja común a todas estas pruebas es la propia muestra de suelo cohesivo, ya que extraer buenas muestras de suelo inalteradas en el ambiente marino está más allá del estado actual de la práctica; esto último es debido principalmente a los equipos de perforación y muestreo, los movimientos provocados por el oleaje en el barco perforador, crecimiento de la muestra de suelo debido a la presencia de gas, y liberación de los esfuerzos en el agua y la estructura del suelo. Por otro lado, las determinaciones de resistencia al corte de suelos granulares se hace con muestras de suelo fabricadas en el laboratorio; en este caso se conoce que el método de fabricación empleado influye en el comportamiento del suelo. Por lo general, las características de resistencia de materiales granulares se estima por medio de los datos de número de golpes para hincar el muestreador.

Si se requiere determinar el comportamiento dinámico de los suelos, se hace uso del ensayo triaxial cíclico, de columna resonante y de cortante simple cíclico. Es posible hacer pruebas de corte cíclico en el sitio con la veleta operada a control remoto, invirtiendo cíclicamente el sentido del giro de las cuchillas.

Se debe reconocer que el conocimiento de las propiedades mecánicas de los suelos marinos es deficiente. Por esta razón, cada vez que sea posible los ensayos de laboratorio deberán complementarse con ensayos de campo y viceversa. Aún más, por medio de programas de instrumentación bien planeados debe observarse el comportamiento tanto de la estructura como del suelo, con objeto de comparar el comportamiento de diseño esperado con el comportamiento real del suelo y la estructura, y de esta manera retroalimentar tanto las teorías de diseño como el conocimiento del comportamiento del suelo.

3.2.3 Diseño geotécnico en el mar

El diseñador debe tener en cuenta para la zona de estudio la posible ocurrencia de accidentes geológicos peligrosos, tales como; *lecho marino inestable, fallamiento, canales enterrados e irregularidades estratigráficas*. Algunas veces problemas originados por características geológicas como las mencionadas, se pueden evitar cambiando de sitio; en otras ocasiones deben ser tomadas en cuenta en los diseños de cimentación y de la estructura.

Las características estratigráficas del sitio influyen no solo en la elección del tipo de estructura sino también en el método constructivo a utilizar. Por ejemplo, en el Mar del Norte ha sido posible construir plataformas de gravedad por que las condiciones del suelo son tan buenas, que si se encontraran en tierra uno nunca pensaría en usar pilotes para la cimentación, incluso si fueran edificios o estructuras muy pesadas. Por otro lado, en el Lago Maracaibo en Venezuela, el suelo consiste en arcilla blanda de gran espesor con intercalaciones de estratos de arena, en este caso las plataformas se cimentan con pilotes de concreto precolados (1.0 m x 1.0 m y 55 m de longitud), los cuales no se hincan en el sitio de la manera convencional, sino que con ayuda de una grúa se colocan en su sitio, debido al peso propio del pilote, este penetra en el suelo hasta una cierta profundidad; entonces, por medio de un peso muerto de 200 ton, cada pilote se hace bajar hasta la profundidad final, con lo cual al mismo tiempo se esta haciendo una prueba de carga. Una solución totalmente distinta ha sido adoptada para el Golfo de México, enfrente de las costas de Lousiana y Texas, en la que la plataforma es del llamado tipo Templete (Templete-Type parece una gigantesca torre de transmisión) la cual se apoya en pilotes de acero. Esta última solución fue adoptada debido a la presencia de suelos blandos y estratos de arenas calcáreas en los sitios, además de las severas condiciones ambientales a las que se ven sometidas las obras marinas ahí. Por esta razón, los pilotes son de acero muy largos (100-150 m) y con diámetro de 1.20 m, los cuales tienen que hincarse usando martillos muy pesados, que se desarrollan especialmente para esta operación.

Una obra marina durante su periodo de operación puede ser sometida a condiciones tan variables como: vientos, oleajes y corriente; incrementos de presión en la estructura causados por oleaje; movimientos producidos por sismos; flujos de suelos y deslizamiento de taludes.

En general se dispone de poca información de las características de los vientos, oleaje, corrientes marinas y sismos en el mar. Además, la estimación de efectos sobre las estructuras no siempre es directa. Sin embargo, hay procedimientos que permiten hacer inferencias más o menos razonables. Por esto es necesario hacer observaciones por medio de instrumentación para conocer el comportamiento de las estructuras y afinar teorías.

3.3 Exploración del subsuelo marino

La construcción de grandes estructuras en el océano, requiere la recolección previa de datos acerca de las condiciones del fondo y subsuelos marinos, para poder diseñar una cimentación segura, económica y factible, o en un momento dado, desechar una posible localización de la estructura. Esto se logra mediante la ejecución de un programa de exploración del sitio, diseñado para obtener con el mínimo de esfuerzo los siguientes objetivos:

1. Definir la topografía del fondo marino.

2. Definir posibles riesgos en el fondo marino y el subsuelo, para la instalación de la estructura.
3. Definir la secuencia estratigráfica y propiedades mecánicas del subsuelo.

Lo anterior se realiza más eficientemente efectuando la exploración en dos etapas: la primera que llamaremos preliminar, se efectúa mediante métodos directos de exploración, y tiene como objetivo principal determinar la factibilidad de colocación de la estructura en el sitio escogido; posteriormente, se efectúa una segunda etapa de exploración, llamada definitiva y en la cual se emplean los métodos directos de exploración teniendo como objetivo principal definir las propiedades mecánicas del suelo.

3.3.1 Métodos indirectos de exploración

Un típico levantamiento geofísico, para fines geotécnicos se lleva a cabo en un área de 2.1 km x 2.1 km, teniendo como centro la posible localización de la estructura marina; las lecturas se realizan a lo largo de líneas paralelas separadas entre sí 150 m, tomando lecturas en ambos casos a cada 150 m (Figura 3.14), obteniéndose para cada punto la siguiente información.

1. Gráfica de posicionamiento.
2. Registro de ecosonda.
3. Registro del sistema de mapeo del fondo marino.
4. Registro del perfilador somero.
5. Registro del perfilador profundo.

Del conjunto de la información anterior se determina; la variación del tirante de agua, la presencia de burbujas en el agua, las tendencias en pendiente y configuración del fondo marino, la presencia de anomalías naturales o artificiales en el fondo marino, las características estratigráficas y litológicas en los suelos someros, la presencia de fallas, plegamientos o fugas de gas; con lo que se pueden definir los posibles problemas que se pueden presentar al colocar una estructura en el sitio estudiado, definiéndose así la localización más segura para la estructura, y en determinados casos permite desechar el sitio por el alto riesgo que representa.

A continuación se presenta una breve descripción de los equipos con los que se obtienen los datos anteriores:

Sistema de posicionamiento. Este equipo es utilizado tanto en la exploración preliminar como durante la definitiva, y tiene como fin determinar la posición del barco de exploración en cualquier momento; consiste de un sistema de 4 radio transmisores, tres en tierra fijos y un móvil en el barco, el cual envía una señal que es recibida y retransmitida, por las estaciones fijas, a la móvil, la cual al recibir determina, con base al tiempo que tarda la señal en regresar, la distancia a las

tres estaciones; este sistema se conecta a una computadora la cual efectúa la triangulación y determina la posición. Figura 3.15.

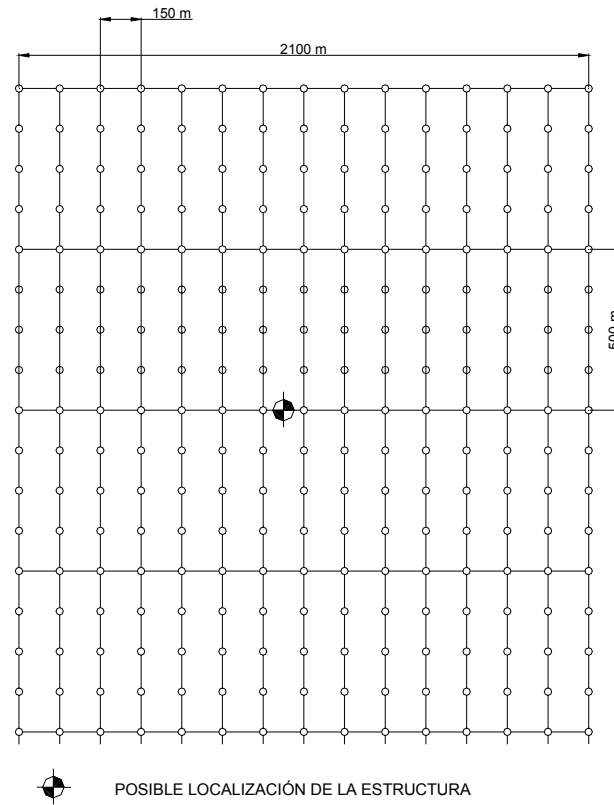


Figura 3.14 Malla típica para levantamiento geofísico marino

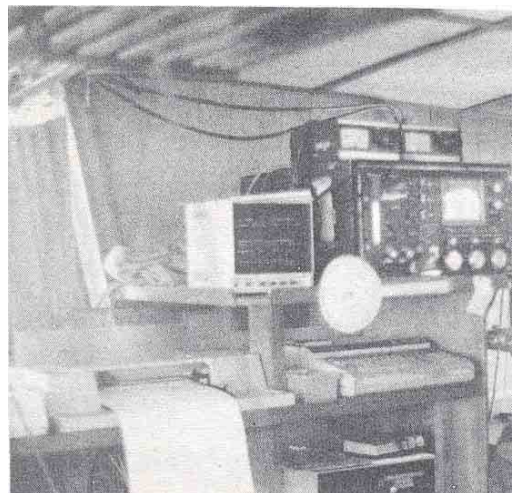


Figura 3.15 Equipo de posicionamiento

Ecosonda. Es el equipo básico en el procedimiento de medición del tirante de agua, y el sistema consiste en un transmisor y receptor, que emite una señal sonora la cual se refleja en la interfase de dos medios de diferente densidad, siendo entonces captada por el receptor, y con base al tiempo que tarda la señal en regresar se determina el tirante.

Adicionalmente, mediante la ayuda de un transductor sintonizado, efectúa una verdadera exploración del tirante de agua, detectando la presencia o no de burbujas de gas provenientes de alguna fuga en el fondo marino.

Sistema de mapeo del fondo marino (SMS). Su funcionamiento consiste en el envío de señales sónicas hacia el fondo del mar, a través de un sensor hidrodinámico remolcado tras la popa de un barco, Figura 3.16, las cuales se reflejan en los eventos existentes en el fondo marino, siendo captadas por el mismo sensor, el cual las transmite a una graficadora de alta resolución, que genera una fotografía sónica del fondo marino, con un cubrimiento de hasta 500 m a cada lado del sensor hidro-dinámico; lo anterior permite la detección de anomalías naturales o artificiales en el fondo marino, tales como; montes de lodo, barcos hundidos, cráteres, tuberías, etc.

Perfilador estratigráfico somero. Consiste básicamente en un sistema que emite un pulso acústico, el cual penetra en el suelo reflejándose al encontrar la interfase de dos medios con distintas propiedades acústicas, siendo captado el reflejo mediante 8 hidrófonos marinos conectados en serie, los cuales envían su señal a una graficadora analógica digital, en la que se obtiene la estratigrafía del perfil de las líneas, con los tiempos de penetración entre las capas, del pulso acústico, de cuya interpretación se pueden determinar las características estratigráficas del subsuelo, la presencia de fugas de gas en el fondo marino, bolsas de gas en el subsuelo, etc., hasta una profundidad de 100 m.

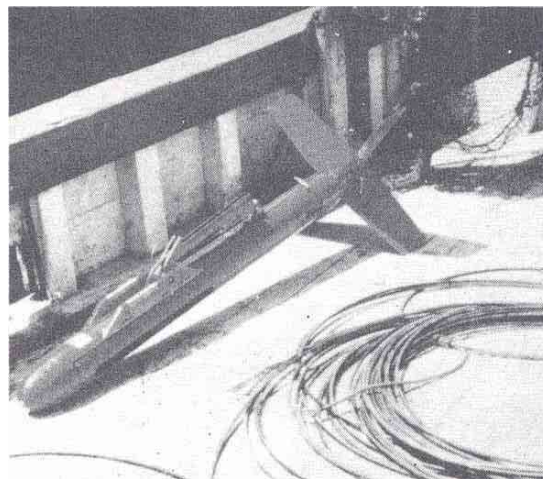


Figura 316 Sensor hidrodinámico del sistema de mapeo del fondo marino

Perfilador estratigráfico profundo. Su funcionamiento es muy semejante al del anterior, con la diferencia de que el pulso enviado es de mayor energía. Generalmente consiste en una descarga eléctrica, o mediante la explosión de gases a través del uso de válvulas neumáticas; lo anterior permite obtener registros con penetraciones de hasta 800 m bajo el fondo marino, de cuya interpretación se pueden determinar las características estratigráficas y litológicas del subsuelo, tales como la presencia de fallas paleocanales, etc.

3.3.2 Métodos directos de exploración

Una vez establecida la localización definitiva de la estructura, en ese sitio se realiza la exploración mediante métodos directos, cuyo objeto principal es determinar los parámetros de diseño para la cimentación de la estructura.

Los métodos directos pueden ser de dos tipos:

- 1.- Exploración con recuperación del muestras del subsuelo.
- 2.- Exploración con medición directa de las propiedades in - situ.

En ambos casos la exploración se lleva, normalmente, hasta profundidades variables entre 20 m y 150 m, bajo el fondo marino, dependiendo del sistema de cimentación a diseñar; así, para estructuras piloteadas el sondeo se deberá llevar a una profundidad hasta donde se garantice que el pilote tenga la suficiente resistencia para soportar la carga de diseño, más 1.5 veces el diámetro del pilote; para estructuras cimentadas superficialmente el sondeo deberá llegar, hasta una profundidad de dos veces el ancho de la cimentación, por debajo de la profundidad de desplante, donde se garantice el soporte de la carga de diseño. Lo anterior implica que durante la exploraciones debe realizar el diseño de la cimentación para cargas axiales.

La exploración directa se efectúa desde la cubierta de un barco, a través de un ducto abierto ex profeso en el casco; para poder efectuar los trabajos, el barco se debe fijar firmemente sobre el punto elegido para realizar el sondeo; para ello existen tres diferentes sistemas:

1. Barco autoelevable.
2. Anclaje de cuatro puntos
3. Posicionamiento dinámico.

En el primer caso el barco tiene un sistema de tres o cuatro patas, que apoyan en el fondo marino, permitiendo que el barco se levante arriba del nivel del mar; este procedimiento es muy conveniente en el caso de pequeños tirantes y lugares con frecuente mal tiempo.

El sistema de anclaje de cuatro puntos, que es el comúnmente utilizado, consiste en cuatro anclas de patente, colocadas dos en la proa y dos en la popa, ligadas al

barco mediante sus respectivos cables de acero de 1 1/8" de diámetro, los cuales son movilizados por cuatro malacates que contienen normalmente 1000 m de cable cada uno; en la Figura 3.17 se muestra el diagrama de este sistema de anclaje.

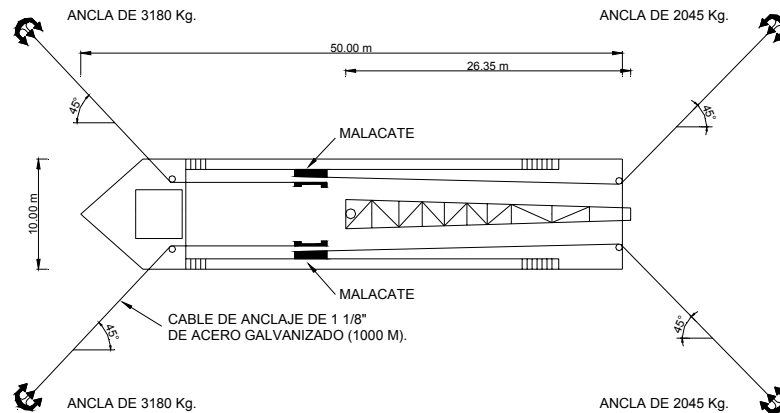


Figura 3.17 Sistema de anclaje de cuatro puntos

Con el sistema de posicionamiento dinámico, se mantiene fijo el barco, mediante un sistema de propelas conectado a una computadora, la que controla la dirección y velocidad de ellas. Este sistema es muy usado para grandes tirantes de agua.

El sistema de perforación utilizado en la exploración directa es el denominado wire-line, el cual emplea barras y brocas huecas que permiten el paso en su interior del sistema muestreador, o de cualquier otro aparato de medición, sin mover el resto del equipo.

La tubería de perforación utilizada es del tipo IF, de 4 1/2" (11.4 cm) de diámetro exterior y 3 1/2" (8.9 cm) de diámetro interior, 6.10 m de longitud; la broca es de 10" (25 cm) de diámetro, que es el diámetro final del pozo, cuyas paredes se estabilizan con lodo bentonítico, que durante la perforación circula por el espacio anular existente entre la tubería y las paredes del pozo, arrastrando al rezaga producto de la perforación hacia el fondo marino, donde queda finalmente depositada como se muestra en la Figura 3.18; lo anterior significa que se trabaja a "lodo perdido" con lo que abordo se debe contar con una planta de lodos con capacidad suficiente para abastecer la perforación. En la Figura 3.19 se muestra un barco geotécnico en operación.

Exploración con recuperación de muestras. La recuperación de muestras en un sondeo geotécnico marino se realiza en forma semicontinua (a cada 0.90 m) en los primeros 12 m y en forma discontinua (a cada 3.0 m) en el resto del sondeo; las muestras se obtienen mediante una unidad muestreadora (Figura 3.20 a) que está formada por martinete deslizante de 75 kg de peso y 2 1/2" de diámetro, ligado

a una barra deslizante AW, la cual se puede desplazar dentro de una camisa perforada de 2 ½" de diámetro, en cuyo fondo tiene un yunque al cual golpeará el sistema martillo – barra; bajo el yunque se colocan los tubos muestreadores, que para arcillas blandas serán tubos de pared delgada de 2 ½" de diámetro y para suelos granulares será el tubo partido de 2" de diámetro de la penetración estándar.

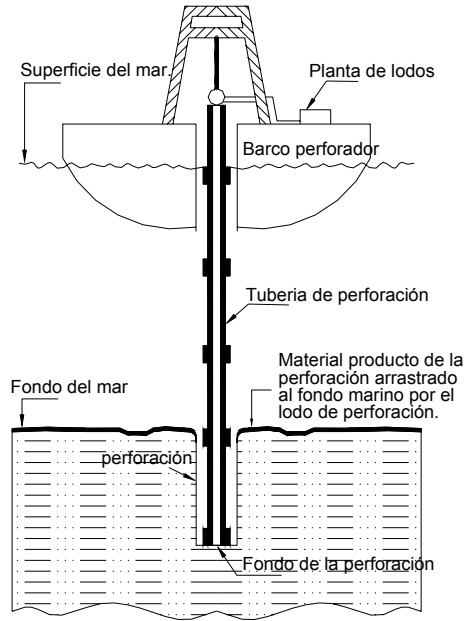


Figura 3.18 Esquema del equipo de perforación

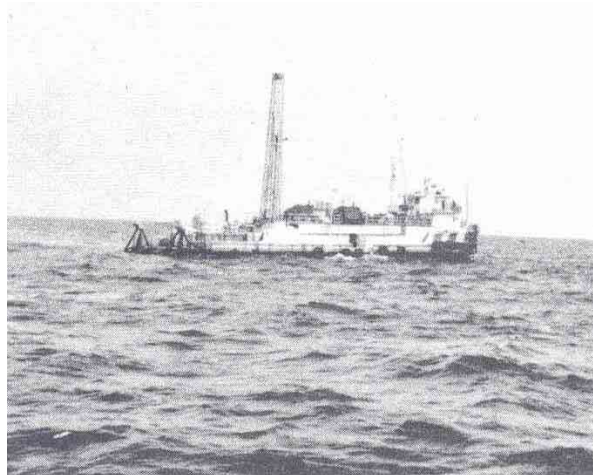


Figura 319 Barco geotécnico en operación

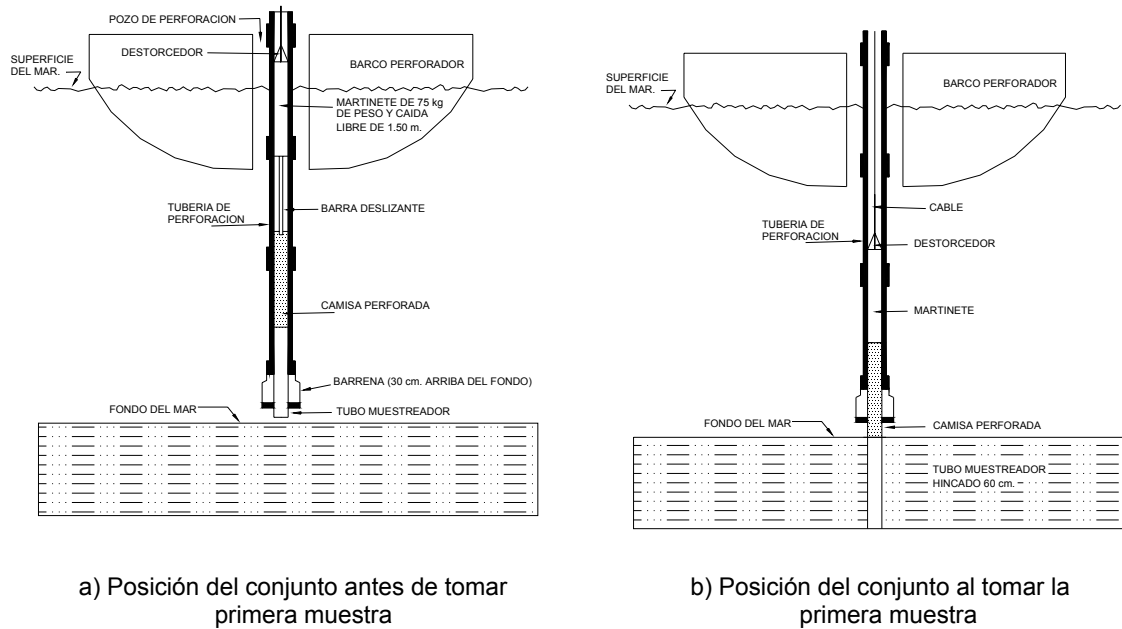


Figura 3.20 procedimiento de muestreo con wire – line

El procedimiento de muestreo se presenta en forma esquemática en la Figura 3.20, y consiste en bajar la unidad muestreadora por dentro de la tubería de perforación hasta el fondo del pozo, con la ayuda del wire – line; posteriormente se procede a hincar el tubo muestreador 60 cm dentro del suelo, o hasta que la resistencia al hincado sea excesiva.

Como ya se mencionó antes, durante la exploración es necesario ir diseñando la cimentación, para decidir en que momento se ha cumplido con los objetivos del sondeo; por lo que una vez recuperada cada muestra, es sometida a un programa de laboratorio que permite obtener los parámetros necesarios para el diseño; así entonces a bordo se debe contar con un laboratorio que permita efectuar como mínimo las siguientes pruebas:

Pruebas índice:

- Clasificación visual y al tacto.
- Contenido de agua.
- Peso volumétrico.
- Contenido de carbonatos.

Pruebas de resistencia:

- Resistencia al corte con torcómetro.
- Resistencia con penetrómetro de mano.

- Resistencia con veleta miniatura.
- Resistencia a la compresión simple.
- Resistencia a la compresión triaxial no consolidada – no drenada.

De las pruebas de resistencia, las tres primeras son las más importantes durante la exploración, debido a la rapidez con que de ellas se obtiene la información. Una vez terminado el sondeo, las muestras cuidadosamente empacadas se envían a un laboratorio en tierra, donde son sometidas a un programa de laboratorio más extenso.

Exploración con medición directa de las propiedades in –situ. Debido a la relativa alteración de las muestras obtenidas mediante el procedimiento anteriormente descrito, se han desarrollado equipos con los cuales se puede determinar la resistencia del subsuelo en su estado natural. Este tipo de exploración se utiliza como un complemento del sondeo con extracción de muestras; es decir, una vez terminado este último, el barco se desplaza unos 5 m y se procede a efectuar las pruebas in – situ, cuyas profundidades han sido previamente seleccionadas con base en los resultados de la exploración con muestreo; las técnicas de este tipo son las siguientes:

- Cono eléctrico.
- Veleta de campo.
- Presuriómetro.

En los tres casos, el equipo está adaptado para ser utilizado con el equipo wire – line. A continuación se describe brevemente el funcionamiento de éstos.

Cono eléctrico. Este es el más comúnmente usado y consiste de un cono de metal con un ángulo en la punta de 60° y un área de 10 cm^2 , el cual se hince en el suelo, hasta 3 m, a una velocidad de 2 cm/s, mediante un gato hidráulico (Figura 3.21); durante el hincado se mide eléctricamente la resistencia que opone el suelo a la penetración de la punta, y la fricción en un elemento deslizante que se tiene en la parte inferior. Todo este sistema se baja al fondo de la perforación mediante el wire – line y es manejado a control remoto, y por medio de él se pueden definir además de las propiedades, más claramente los espesores de los distintos estratos que no se pueden determinar mediante el muestreo discontinuo.

Veleta de campo. Comúnmente usada en arcilla de consistencia blanda a media, tiene como objetivo el determinar la resistencia al corte del suelo en estado natural. Para realizar la prueba, mediante el wire – line se baja la veleta por dentro de la tubería, hasta el fondo de la perforación, donde mediante la ayuda de la tubería se hince la veleta 1 m dentro del suelo; el equipo está compuesto por una veleta grande en la parte superior que se utiliza como elemento de reacción y una veleta pequeña en la parte inferior con cuya rotación se induce una falla en el suelo; todo esto manejado y monitoreado a control remoto, midiéndose el torque que es necesario para inducir la falla, a partir del cual y las mediciones de la veleta, se determina la resistencia al corte del suelo.

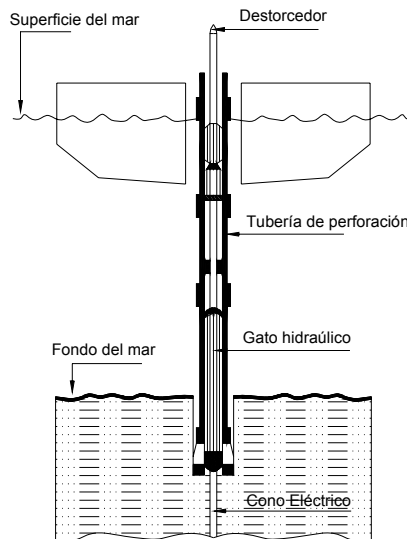


Figura 3.21 Configuración del sistema de cono eléctrico para wire – line

Presuriómetro. Este equipo está diseñado para determinar las propiedades del suelo, mediante el inflado de una membrana, la cual es colocada dentro de una perforación de dimensiones conocidas, midiendo la presión de inflado y la deformación del suelo; de esto se determina el módulo de deformación del suelo y la presión horizontal máxima. Este equipo es poco utilizado y presenta la desventaja que sus datos dependen de la alteración inducida en las paredes del pozo por la perforación.

Conclusiones y recomendaciones

Las características geotécnicas de los materiales encontradas en los cuatro sondeos exploratorios realizados, se tomaron como base para formar el modelo de estudio para ser utilizado en el análisis de estabilidad.

Al comparar los resultados de licuación por oleaje en condiciones actuales y en condiciones de proyecto, se observa que el factor de seguridad mayor es para la opción de prolongar la escollera 732 m con inclinación de 45°, aunque aún, para las condiciones actuales el factor de seguridad es alto, mayor de 10.

La probabilidad de licuación por sismo del suelo es baja para aceleraciones del orden de 0.24 g o menores. Para aceleraciones mayores, es probable que ocurra licuación en algunos estratos del depósito de suelo. Esto induciría algunos asentamientos y reacomos en el material de los taludes pero sin causar la falla total de los mismos.

La estabilidad de los taludes es crítica para los valores del coeficiente de aceleración sísmico utilizado (hasta 0.24 g). Esto implica que exista la probabilidad de que, ante sismos mayores, se produzcan asentamientos y reacomos en el material del talud. Dichas deformaciones serían provocadas por fallas locales de los taludes en cuyo caso será necesario efectuar trabajos de mantenimiento.

Para aceleraciones de 0.24 g, con periodo de retorno de 50 años, los asentamientos máximos que ocurrirán en las escolleras para el dragado a la elevación – 16.0 m serían del orden de 8 centímetros, que pueden ser absorbidos por estas estructuras sin riesgo para el buen funcionamiento del puerto.

La exploración y el muestreo de suelos en las costas es una actividad que requiere ser diseñada, planeada y programada ingenierilmente. Debe considerarse que el programa se tiene que revisar continuamente, con objeto de utilizar la mejor técnica o herramienta para el caso particular. En varias ocasiones un ahorro mal entendido en cuanto a la extensión de los trabajos de exploración puede convertirse en un gasto mayor, ya que podrían ser escogidos parámetros inapropiados para el análisis, trayendo como consecuencia problemas serios de operación en el puerto.

El programa de exploración y muestreo y el de obtención de propiedades mecánicas de los materiales deben diseñarse con base en los factores ambientales y el tipo de obra de protección a ser construida, además, deben retroalimentarse con objeto de mejorarlos o corregirlos.

Las propiedades mecánicas de suelos marinos, determinadas in-situ o en laboratorio, son más un índice que verdaderamente una propiedad, debido a las limitaciones inherentes a la obtención de las muestras.

Los análisis presentados en este trabajo están basados en estudios batimétricos, de refracción de oleaje y en los resultados de las pruebas de laboratorio, y aplican para las condiciones encontradas al momento de la exploración.

Recomendaciones

Realizar un esfuerzo serio por desarrollar nuestra propia tecnología y adaptar la actual a las condiciones de nuestras costas y mares. Esto implica un estudio sistemático y una observación por medio de instrumentación de las obras de protección a fin de revisar su comportamiento a la luz de las teorías empleadas o bien para generar nuevas teorías.

Realizar el dragado del canal de acceso a la profundidad de -16.00 m, con taludes 5:1.

Con objeto de revisar la licuación de arenas para aceleraciones de sismos superiores a 0.24 g, se recomiendan hacer estudios detallados adicionales.

Realizar pruebas de resistencia al esfuerzo cortante in situ, que nos ayuden a formar un criterio sobre los valores reales de resistencia al corte del suelo.

Establecer un programa de revisión e inspección de las escolleras y taludes en el canal de acceso después de ocurrido un sismo de aceleración mayor a 0.24 g. Lo anterior para evaluar la magnitud de los asentamientos que se hayan presentado y que pudiera modificar los niveles de las escolleras y del canal de acceso y por lo tanto perturbar el tránsito marítimo.

Referencias

Cano Trueba Ricardo, (1986), Exploración del subsuelo marino. “La geotecnia en la costa y el mar”, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Tampico Tamaulipas.

H.G. Poulos, (1988), “Marine Geotechnics”, Unwin Hyman, England, pp. 357-405.

Jaime P. Alberto, (1986), “La geotecnia en la costa y el mar”, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, Tampico Tamaulipas.

PLAXIS Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, Version 7, Netherlands.

User’s Guide. SLOPE/W for slope stability analyses, Version 5, Alberta Canada.

Bibliografía

Arnold, P .(1973), “Finite analysis a basis for seafloor soil movement design criteria”, Proceedings, fifth Annual Offshore Technology Conference, Vol. 2, pp. 743-752.

Bea, R , Arnold, R.P, (1973), “Movements and Forces Developed by Wave – Induced Slides in Soft Clays”, Proceedings, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Houston TX USA, Vol. 2, OTC1899, pp. 731-742.

Bea, R, (1974), “Gulf of Mexico Hurricane Wave Heights”, Offshore Technology Conference, Houston TX USA. OTC 2110.

Bea, R, Aurora, R.P, (1981), “Simplified Evaluation of seafloor stability”, Offshore Technology Conference, Houston TX USA. OTC 3975.

Bjerrum, L. “Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils”, VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering, Vol. 3, pp. 109 -159.

Braja M. Das (1994). “Principles of Geotechnical Engineering”. Boston.

Clukey, E.C, Maller, A.V, Murff, J. D, Goodwing, R. H, Miller, M. C, Ebelhar R. J, (1990), “Wave Attenuation, Mudslide, and Structural Analyses for Mississippi Delta / Main Pass Caisson” Transactions of the American Society of Mechanical Engineers, Vol. 112.

Doyle, E. H, (1973), “Soil Wave Tank Studies of Marine Soil Instability”, Offshore Technology Conference, Houston TX USA. OCT 1901.

Finn W. D, Sidhartan , R, (1980), "Response of Seafloor to Ocean Waves", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE. Vol. 109, No. 4.

Forristal, G, Reece, A, (1985), "Measurements of wave Attenuation Due to soft Bottom, The SWAMP Experiment", Journal of Geophysical Research, Vol. 90, March. 1, pp. 3367 - 3380.

Henkel, D. J, (1970), "The Role of Waves in Causing Submarine Landslides", Géotechnique, 20, No. 1.

Hsiao, S, Shemdin, H, (1980), "Interaction of Ocean Waves with Soft Bottom", Journal of Physical Oceanography, Vol. 10, April.

Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1986). "Mecánica de suelos". Tomo 1. México.

Juárez Badillo E. y Rico Rodríguez A. (1986). "Mecánica de suelos". Tomo 3. México.

Mallard, W, Dalrymple, R, (1977), "Water Waves Propagating over a Deformable Bottom", Offshore Technology Conference, Houston TX USA. OCT 2895.

Rico Rodríguez A. y Del Castillo Mejía H. (1994). "La ingeniería de suelos en las vías terrestres". Vol. 1. México.

Schapery, R, Dunlap, W, (1978), "Prediction of Storm Induced Sea Bottom Movement and Platform Forces", Offshore Technology Conference, Houston TX USA. OCT 3259.

Suhayda, J, Whelan, T, Coleman, J, Booth, J, Garrison, L, (1976), "Marine Sediment Instability: Interaction of Hydrodynamic Forces and Bottom Sediments", Offshore Technology Conference, Houston TX USA. OCT 2426.

Suhayda, J, (1996), "Oceanographic Design Data for South Pass Area Block 47", Proceedings, Fourth Annual Offshore Technology Conference, Vol. 1, Houston TX USA. OCT 7952.

Transportation Research Board, (1996), "Landslides investigation and mitigation", National Academy Press, Washington D.C.

Wright, S, Dunham, R, (1972), "Bottom Stability Under Wave Induced Loading", proceedings, Fourth Annual Offshore Technology Conference, Vol. 1, Houston TX USA. OCT 1603, pp. 42 – 52.

**CIUDAD DE MEXICO**

Av. Patriotismo 683
Col. Mixcoac
03730, México, D. F.
Tel. (55) 56 15 35 75
55 98 52 18
Fax (55) 55 98 64 57

SANFANDILA

Km. 12+000, Carretera
Querétaro-Galindo
76700, Sanfandila, Qro.
Tel. (442) 2 16 97 77
2 16 96 46
Fax (442) 2 16 96 71

Internet: <http://www.imt.mx>
publicaciones@imt.mx