



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

Cimentación de Plataformas Marinas Autoelevables

TESIS

Que para obtener el título de
Ingeniera Geóloga

P R E S E N T A

Leslie Barajas Coria

DIRECTORA DE TESIS

Dra. Silvia R. García Benítez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

*A mi mamá y mi papá,
porque sin su amor, digno ejemplo y apoyo incondicional
esta habría sido completamente otra historia.*

*A mis enfadosos hermanos,
que le ponen emoción
a la vida cotidiana.*

*A mis profesores y, en especial,
a la directora de este trabajo
por toda su paciencia.*

*A la UNAM,
Institución a la que es un orgullo pertenecer,
por contribuir al desarrollo integral
de mi persona.*

Leslie Barajas Coria

CONTENIDO

RESUMEN	1
ABSTRACT	1
INTRODUCCIÓN.....	2
1. EXPLOTACIÓN PETROLERA.....	3
1.1. Plataformas marinas.....	4
1.1.1. Plataformas fijas.....	5
1.1.2. Plataformas flotantes.....	7
1.1.3. Plataformas autoelevables.....	10
1.2. Consideraciones para elegir el tipo de plataforma.....	13
2. EXPLORACIÓN GEOFÍSICA MARINA	14
2.1. Métodos y equipos de exploración	14
2.1.1. Ecosondas monohaz y multihaz.....	15
2.1.2. Sonar de barrido lateral	18
2.1.3. Perfilador somero y profundo	19
2.1.4. Vehículos submarinos no tripulados	20
2.2. Interpretación de registros.....	21
3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA COSTA FUERA	22
3.1. Pruebas In situ.....	23
3.1.1. Prueba de penetración de cono (CPT).....	23
3.1.2. Prueba de veleta remota in situ (VST)	27
3.2. Pruebas de Laboratorio	29
3.2.1. Análisis granulométricos.....	29
3.2.2. Límites de consistencia	31
3.2.3. Contenido de carbonatos.....	34
3.2.4. Gravedad específica (G_s).....	34
3.2.5. Prueba de veleta miniatura (VM).....	35
3.2.6. Compresión triaxial no consolidada, no drenada (UU).....	36

3.2.7.	Torcómetro (TV) y Penetrómetro de bolsillo (PP)	37
3.2.8.	Pruebas de consolidación por deformación constante (CRS)	38
3.3.	Interpretación de las pruebas de caracterización	40
4.	DISEÑO DE CIMENTACIONES	41
4.1.	Cálculo de capacidad de carga de la <i>spudcan</i>	42
4.1.1.	Geometría de la <i>spudcan</i>	43
4.1.2.	Métodos de cálculo	43
4.2.	Pruebas de precarga	46
4.3.	Riesgos en las cimentaciones	47
4.3.1.	Penetración súbita	47
4.3.2.	Huellas previas	49
4.3.3.	Socavación	50
4.3.4.	Extracción.....	50
4.4.	Caso de Aplicación	50
4.4.1.	Geofísica.....	51
4.4.2.	Geología-Geotecnia.....	52
4.4.3.	Diseño de cimentación	53
4.4.4.	Resultados	58
	CONCLUSIONES.....	60
	REFERENCIAS	61
	ANEXOS	64

RESUMEN

En diferentes zonas marinas de explotación petrolera del mundo, prestan servicio centenares de plataformas autoelevables de diferente tipo y dimensiones. En este trabajo de Tesis se hace referencia a los procesos que permiten determinar el mejor sitio de desplante de este tipo de plataformas. Se trata la exploración geofísica y geotécnica y se precisa el tipo de caracterización del suelo marino que se requiere en este desarrollo ingenieril. Además, se presenta una revisión de los métodos mejor calificados para el diseño de la cimentación y se enuncian las condiciones que deben ser vigiladas para que los trabajos de instalación se ejecuten bajo el menor riesgo.

ABSTRACT

In different marine areas of oil exploitation in the world, hundreds of Jack up Rigs of different types and sizes serve. This thesis work refers to the processes that allow determining the best installation site for this type of platform. It is about the geophysical and geotechnical exploration and specifies the characterization of the seafloor that is required in this engineering development. In addition, it presents a review of the best qualified methods for the foundation design and states the conditions that must be monitored so that the installation works can be accomplished under the least susceptibility to failure.

INTRODUCCIÓN

En México, como en otros países petroleros, la necesidad de explotación energética en regiones marinas genera la búsqueda de sitios óptimos en seguridad operativa, estructural y geotécnica en las zonas costa afuera. Como primera actividad para la selección y diseño de la estructura se requiere ejecutar investigaciones geofísicas y geotécnicas a partir de las cuales se obtiene información para definir sitios seguros para el desplante y la operación.

El estudio cuidadoso de la morfología y geotecnia marina permite determinar espacios para el tendido de líneas y desplante de cimentaciones o sistemas de anclaje, así como prevenir condiciones potencialmente inseguras en aguas someras y profundas (por ejemplo, canales, rellenos de escombros, fallas, plegamientos, taludes, deslizamientos, afloramientos rocosos, formas cónicas en el piso marino, que pueden ser indicadores de depósitos de gas o evidencia de licuación). Además, el desarrollo de estas investigaciones permite una correcta verificación de los riesgos adheridos al diseño, construcción, instalación y operación de estructuras en el fondo marino por errores humanos, fenómenos naturales y anomalías en el ambiente marino.

En este trabajo se expondrán los rasgos geológicos y geotécnicos que indican aptitud para la ubicación de plataformas marinas autoelevables en el fondo marino, particularmente en actividades en el Golfo de México, y es propuesto como una guía básica respecto a la caracterización de los sitios en que se proyectan estas estructuras. Asimismo, se indica la manera en la que se definen las capacidades de los suelos donde se cimientan estas importantes estructuras. Con este documento se busca dirigir la atención de los profesionales e inversionistas involucrados hacia la importancia que tienen las tareas de evaluación y caracterización del suelo marino, tomando en cuenta que el costo que representa su ejecución es considerablemente menor si se compara con los gastos de reposicionamiento o pérdida total de plataforma.

1. EXPLOTACIÓN PETROLERA

México es un país petrolero que cuenta con yacimientos de hidrocarburos tanto en áreas continentales como en marinas. Está conformado por 12 provincias geológicas petroleras ubicadas al Noroeste de México en los estados de Baja California, Baja California Sur y Sonora y a lo largo del margen Este de la República desde Chihuahua hasta Yucatán, incluyendo el Golfo de México (Figura 1). Estas provincias, en general, se ubican en edades geológicas desde el Jurásico Temprano al Pleistoceno. Tienen características tectónicas, estratigráficas, estructurales y geoquímicas que permiten relacionarlas entre sí y que determinan el tipo de producto asociado, así como su potencial petrolero de explotación (WEC, 2010; PEP, 2013).



Figura 1. Mapa de México y la ubicación de sus provincias petroleras. (tomada de WEC, 2010).

La explotación de campos petroleros comerciales comenzó en las zonas continentales, en la región de El Ébano, San Luis Potosí, en 1904 con el pozo La Pez-1 perforado por *Mexican Petroleum Company*, empresa fundada por el norteamericano Edward L. Doheny, que vino a México tras la apertura a la inversión de capital extranjero a mercados como el ferroviario, petrolero y minero, dada por el aquel entonces presidente de la república, Porfirio Díaz.

A partir de esta primera, fueron creadas más empresas con la finalidad de explorar y explotar yacimientos de crudo en todo el territorio mexicano, principalmente en los estados de Veracruz, Tamaulipas, San Luís Potosí, Tabasco, Chiapas y Oaxaca. Sin embargo, sus operaciones disminuyeron con la promulgación de la Constitución Política de 1917 donde se planteaba, en su artículo 27, la regulación del sector petrolero y su incorporación como empresa del Estado mexicano. El 18 de marzo de 1938, mediante la expropiación petrolera por parte de Lázaro Cárdenas, se consolida la creación de PEMEX como única compañía paraestatal petrolera de México (Álvarez de la Borda, 2006).

La gran demanda de hidrocarburos incrementó las actividades de exploración y explotación, migrando éstas a zonas marinas. A partir del primer pozo (construido en 1956) se descubrieron grandes campos productores en Campeche, Provincia Sureste en 1976 (Hernández Martínez, 2017). Esta es la etapa en la que se arranca con la implementación de plataformas marítimas en el Golfo de México, cuya evolución ha avanzado hacia sistemas de explotación de alta tecnología que responden a los retos de producción (sobre todo costa fuera) y explotación lejana (aguas profundas y ultra profundas donde los tirantes de agua superan los 500 y 1500 m, respectivamente).

La Reforma Constitucional en materia Energética realizada en 2013 reabrió la posibilidad de participación privada en la exploración y producción de hidrocarburos, así como en la industria eléctrica, con lo que se prevé un aumento en la demanda de operaciones terrestres y costa afuera.

1.1. Plataformas marinas

En la determinación del mejor sistema de explotación de hidrocarburos se consideran factores como el tamaño del campo o yacimiento, profundidad del fondo marino, características del subsuelo, cuestiones económicas, entre otras. Entre los sistemas más usados en el mundo se encuentran las plataformas marinas. Estas plataformas son estructuras diseñadas principalmente para la explotación en mar abierto. Recientemente, con el propósito de incrementar el aprovechamiento de las energías renovables, se han desarrollado o adaptado algunas de estas estructuras para la industria de la energía eólica.

Las plataformas se pueden clasificar de acuerdo con la función que desempeñan dentro de las actividades petroleras. Estas plataformas difieren una de otra, principalmente en el tipo y cantidad de equipamiento a bordo, considerando que

para cada actividad se requiere maquinaria diferente. Así pues, se tienen principalmente (Mendoza Flores, 2005):

➤ Plataformas de perforación

Sus dimensiones en cubierta deben de ser las suficientes para realizar las maniobras de perforación de pozos en fondo marino, así como para soportar la torre de perforación.

➤ Plataformas de producción

En ellas se realiza el manejo, tratamiento y almacenamiento temporal de los hidrocarburos para su posterior transporte a Tierra por lo que deben tener capacidad para gran cantidad de ductos.

➤ Plataformas habitacionales

Están conformadas por unidades para el hospedaje de toda la plantilla laboral a bordo de la plataforma.

➤ Plataformas de conexión

Estas plataformas reciben y reenvían hidrocarburos para su procesamiento y separación, también están conectadas a Tierra.

Otra forma de clasificar estas estructuras es de acuerdo con la forma en la que están soportadas. En general existen dos grandes grupos, las plataformas fijas y las plataformas móviles, dependiendo si se encuentran inertes sobre el fondo marino o pueden desplazarse de un sitio a otro a lo largo de su vida útil. El material o la forma de soporte, dependerá principalmente de la profundidad a la que se encuentre el fondo marino en el sitio de ubicación de la plataforma, buscando un equilibrio entre la rentabilidad y desempeño estructural de los materiales. Esta clasificación es la que se atiende en este trabajo de Tesis, centrando el análisis en la cimentación de las móviles, específicamente las autoelevables.

1.1.1. Plataformas fijas

Son aquellas cuya posición no cambia y se encuentran permanentemente en el lugar donde se desplantan hasta que la vida del yacimiento se agota. Este tipo de plataformas están compuestas por: i) superestructura, donde se aloja toda la maquinaria para la explotación del yacimiento; ii) la subestructura, que va desde la parte inferior de la

superestructura hasta el fondo marino; y iii) la cimentación, conformada por todos los elementos que interactúan con el suelo y le dan soporte a toda la plataforma.

Existen dos tipos de plataformas fijas dependiendo de la forma en la están sujetas al fondo marino. El primero son las plataformas que cuentan con pilotes en cada una de las piernas en la subestructura y que son hincados en el fondo marino. El segundo tipo son plataformas de gravedad que por su peso se mantienen sobre el lecho marino. Son los tipos más antiguos de plataformas y han sido utilizadas principalmente para la producción en aguas someras (Chandrasekaran & Jain, 2017).

➤ Plataformas con Pilotes

Estas plataformas son de acero y están formadas por una superestructura que conduce las cargas hacia la subestructura, formada por un entramado de vigas y columnas la que a su vez se encarga de transmitir las a los pilotes de cimentación enterrados en el subsuelo marino que finalmente las transfieren a los estratos inferiores. Los pilotes pueden estar encamisados dentro de columnas huecas de la subestructura (en inglés se denominan *Jacket Pile Platforms*) o unidos estructuralmente en su extremo inferior de forma vertical o inclinada (Figura 2a). Los pilotes son diseñados en función de la resistencia del suelo, de la profundidad y de las cargas que serán transmitidas desde la superestructura (Barrera et al., 2012). En algunos casos, es inyectada una lechada de concreto en el extremo inferior de la cimentación para incrementar su capacidad de carga axial. Para las cargas laterales, se utiliza una inclinación hacia afuera en los pilotes con una relación entre 1:8 a 1:11 (Fang & Duan, 2014).

➤ Plataformas de Gravedad

Estas plataformas son de concreto y se emplazan sobre el lecho marino por medio de una base amplia que sostiene todo su peso (Figura 2b). La base se conforma de compartimientos originalmente vacíos durante su traslado y posteriormente son llenados de agua al alcanzar el sitio de ubicación de la plataforma. Tienen la posibilidad de convertirse en zonas de almacenamiento de crudo durante la producción del yacimiento (AP1, 2002). Este tipo de plataformas tienden a presentar más problemas geotécnicos en su cimentación, como socavación o licuación, entre otros, debido a su gran peso y a la gran superficie que utilizan del fondo marino (Chandrasekaran & Jain, 2017).

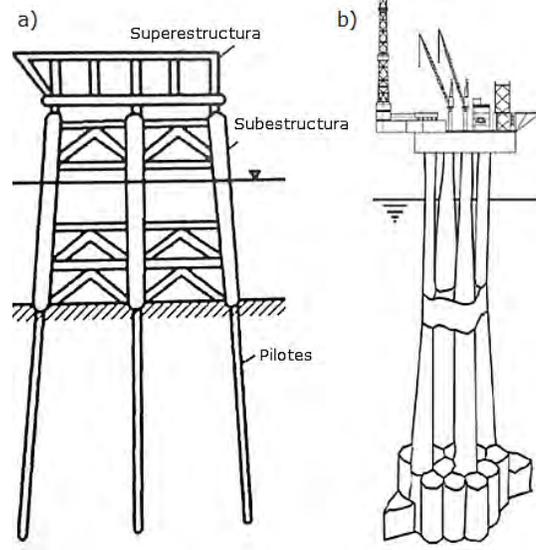


Figura 2. Plataformas fijas. a) Plataforma de pilotes inclinados. b) Plataforma de gravedad. (modificada de Fang & Duan, 2014 y Chandrasekaran & Jain, 2017).

1.1.2. Plataformas flotantes

Este tipo de plataformas pertenecen al grupo de plataformas móviles y flotan sobre el sitio de perforación, manteniéndose en su lugar con la ayuda de anclas, cableado conectado al suelo o a través de propulsores satelitalmente controlados. Son utilizadas para la exploración y explotación en aguas profundas y ultra profundas (Cruz & Atcheson, 2016).

➤ Plataformas Semi-Sumergibles

Las plataformas semi-sumergibles están conformadas por un casco de concreto o acero, con columnas y tanques de flotabilidad en la parte inferior que, mientras se está cambiando de posición, flotan sobre el agua al ser llenados de gas (Figura 3). Al llegar a sitio estos tanques son inundados con agua para introducirlos debajo del nivel del mar, hasta una profundidad donde el oleaje no afecte la estabilidad de plataforma y sus operaciones.

Estas estructuras trabajan en un gran rango de tirantes de agua, especialmente en aguas profundas de hasta 3000 m. La mayoría de ellas son autopropulsadas o pueden también ser remolcadas por barcos. El costo relativo de estas plataformas es elevado (Fang & Duan, 2014).



Figura 3. Plataforma Semi-sumergible siendo trasladada. (tomada de Seadrill, 2017)

➤ Plataformas tipo *Spar*

Son estructuras montadas sobre un cilindro de acero vertical sumergible de diámetro y longitud que varían de los 20 a 25 m y 200 a 250 m, respectivamente. Están unidos al fondo marino a través de un sistema de cables que lo mantienen en posición. Son cargados con un material más denso en su interior para permanecer dentro del agua, además de contener lastres en el extremo inferior (Speight, 2015). Esta estructura puede ser cilíndrica completamente o alternar con arriostramientos en la parte más profunda (Figura 4b y 4c). Los diseños más recientes constan de cilindros o “celdas” de longitudes variables conectados entre sí, que rodean a uno principal (Figura 4 a).

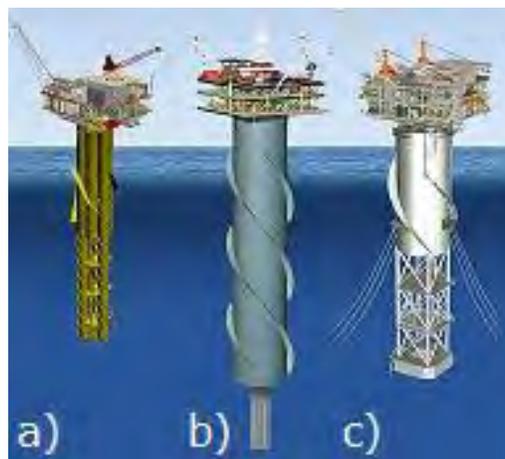


Figura 4. Tipos de plataformas Spar. a) De celdas. b) Clásicas cilíndricas. c) Con arriostramientos. (modificada de Technip, 2017)

➤ Plataformas de Piernas Tensionadas

Las plataformas de piernas tensionadas (TLP, *Tension Leg Platform*) son unidades flotantes parecidas a las plataformas semi-sumergibles. Cuentan con columnas de acero y cámaras de flotabilidad, pero son diseñadas con menor peso lo que genera una mayor flotabilidad y en consecuencia, menor estabilidad. Dada esta situación se conecta por medio de “piernas” a tensión, al fondo marino (Figura 5) restringiendo los desplazamientos verticales. Los desplazamientos laterales por efecto del oleaje o viento tienden a reajustarse por la misma tensión de las piernas y, en el caso de incrementar el peso sobre la plataforma, esta puede ser reajustada. Las piernas a tensión pueden estar sujetas individualmente al fondo marino o primero acoplarse a una base de cimentación que se mantiene en sitio por su propio peso o a través pilotes (Speight, 2015; API, 2010).

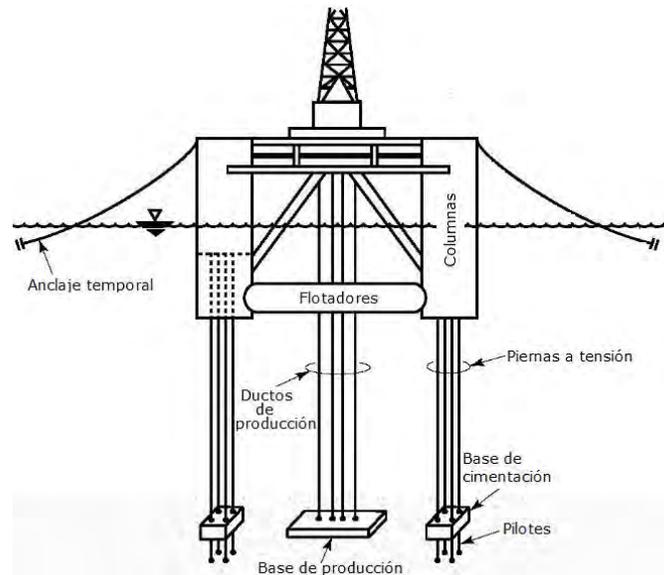


Figura 5. Plataforma de piernas tensionadas, TLP. (modificada de API, 2010).

➤ Buques de Perforación

Son embarcaciones capaces de operar hasta con tirantes de 3000 m de profundidad. Tienen como ventajas que su posicionamiento en nuevos sitios es más rápido y son capaces de soportar más carga. No obstante, el área de trabajo a bordo es reducida y tiene baja estabilidad al ser afectado directamente por el oleaje y viento cuando está en operación (Figura 6) (Kaiser & Snyder, 2013).



Figura 6. Buque de perforación. (tomada de ENSCO, 2017)

1.1.3. Plataformas autoelevables

Pertenecen al grupo de las plataformas móviles y la característica principal de este tipo de estructuras autoelevables (*Jack up Rig*) es que se cimentan en el fondo marino temporalmente y al momento de finalizar sus actividades correspondientes en sitio son trasladadas a otro punto de trabajo con ayuda de embarcaciones auxiliares o autopropulsores. Sus modos de operación son: i) a flote, en el que están diseñadas para soportar por completo el peso de la plataforma y sus piernas de apoyo mientras se remolca, ii) cimentación, durante la cual descenden las piernas hasta el suelo marino para instalarse y iii) elevado, en el cual la plataforma es elevada unos cuantos metros sobre el nivel del mar una vez realizada la cimentación (Figura 7) (Young, Remmes & Meyer, 1984).

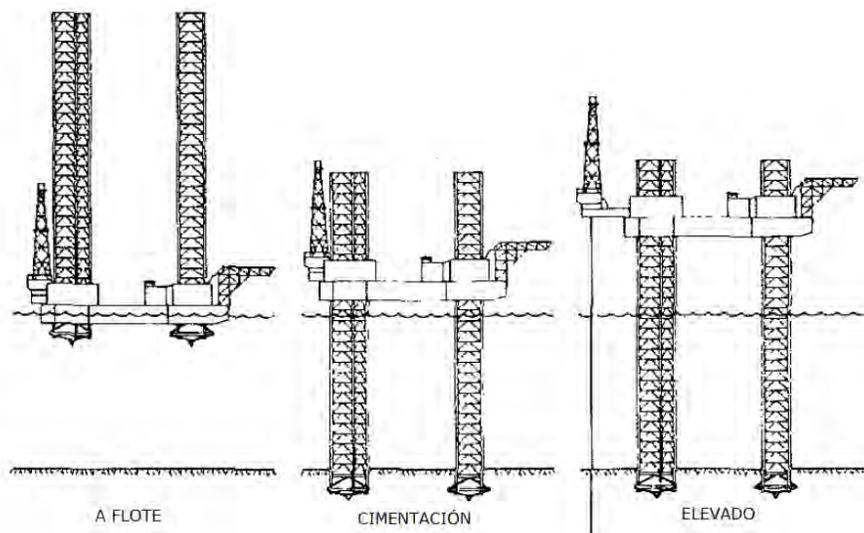


Figura 7. Modos de operación de las plataformas autoelevables. (modificada de Young, Remmes & Meyer, 1984).

El tipo de piernas de soporte genera una subdivisión más: i) las plataformas autoelevables de piernas independientes, en la que cada una de ellas es operada de forma individual al momento de la cimentación y ii) las plataformas autoelevables con base, a la cual están unidas las piernas de soporte y funcionan como un único conjunto estructural (Figura 8) (Speight, 2015).

Estas plataformas están constituidas por un casco, con las funciones de “barco”, sobre el cual se encuentra todo el equipo necesario para la exploración o explotación y da la flotabilidad al momento del transporte. Debe ser diseñado para soportar el máximo peso previsto del equipo en modo elevado, considerando la fuerza del viento, del oleaje y corrientes marinas que afectarán dependiendo de las dimensiones de este. Las dimensiones van desde 5 a 10 m de alto, y 50 a 100 m de largo o ancho.

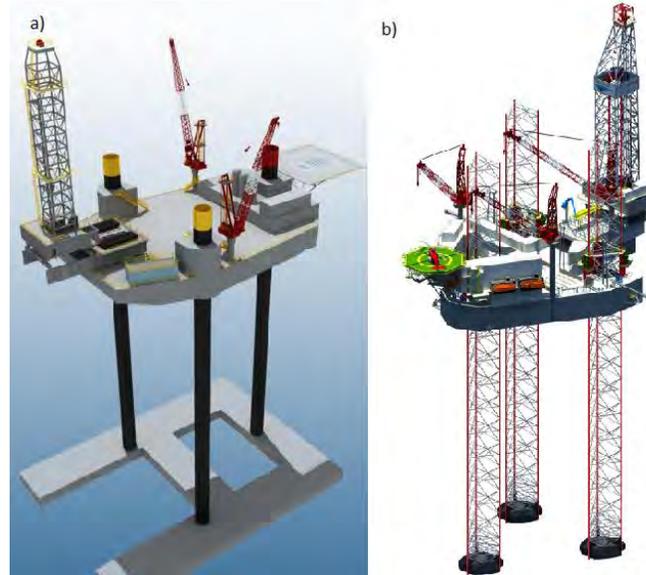


Figura 8. Plataformas autoelevables mostrando al casco en modo elevado. a) Plataforma con base de piernas cilíndricas. b) Piernas independientes con armado estructural. (modificada de Spartan Offshore, 2017 y ENSCO, 2017)

Las piernas de acero, al estar a flote, se encuentran dispuestas sobre el casco y, al llegar al sitio donde se ubicará la plataforma, son sumergidas con un sistema de elevación/retracción a base de engranajes. Para las plataformas de piernas independientes, descenden hasta insertarse debajo del suelo marino a través de sus zapatas de cimentación. Sin embargo, en el caso de las plataformas con base, ésta y las piernas descenden hasta yacer sobre el lecho marino (Fang & Duan, 2014). Generalmente las plataformas autoelevables constan de tres piernas de soporte y una

vez emplazadas, elevaban el casco sobre el nivel del mar. Su configuración es de acero y pueden ser en piernas cilíndricas o de un armado estructural de arriostramientos triangulares o cuadrados (Figura 8).

Las zapatas o *spudcan* son los elementos alojados en la parte inferior de las piernas independientes y su función es atravesar el subsuelo hasta la profundidad de cimentación conveniente, dando soporte necesario a toda la plataforma para su operación al transmitir las cargas verticales y laterales al suelo (Figura 9). Las plataformas con base son utilizadas donde el basamento tiene una dureza elevada que no permite la penetración de las *spudcan* o, por el contrario, donde es tan blando que serían requeridas enormes profundidades de penetración hasta encontrar el soporte necesario, lo que acarrearía problemas técnicos durante la extracción de las *spudcan* (Kaiser & Snyder, 2013).

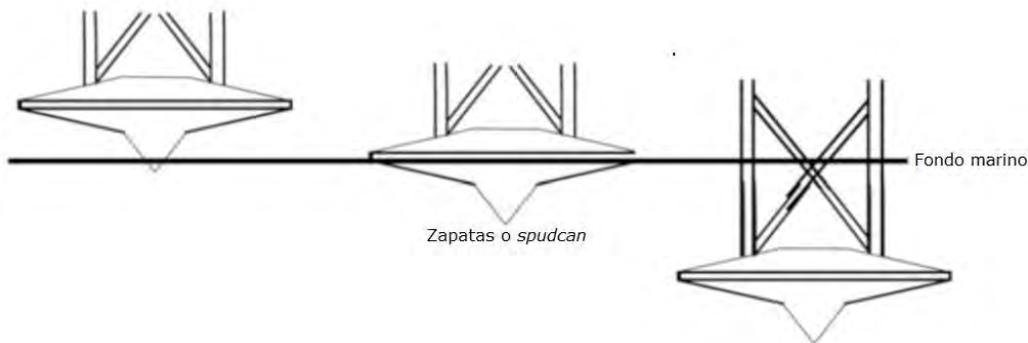


Figura 9. Zapatas o *spudcan* para la cimentación de las plataformas petroleras autoelevables. A la izquierda se observa el comienzo de la instalación y al extremo derecho cuando se ha alcanzado la profundidad requerida de cimentación. (modificada de Kaiser & Snyder, 2013)

Cuestiones como el tamaño y longitud de las piernas de apoyo, así como el área de las *spudcan* y su profundidad de penetración en el piso oceánico, afectan la estabilidad de la plataforma marina, al interactuar en diferente medida con las condiciones meteorológicas, oceanográficas y geotécnicas de la zona según sus características geométricas (Kaiser & Snyder, 2013).

Este tipo de plataformas son utilizadas en aguas someras con tirantes hasta de 150 m, más comúnmente para actividades de perforación, sin embargo, también se utilizan para la producción cuando el yacimiento de hidrocarburos es de bajas reservas, lo que significa que no es lo suficientemente rentable para realizar la instalación de una plataforma fija (Fang & Duan, 2014).

1.2. Consideraciones para elegir el tipo de plataforma.

Un buen trabajo de ingeniería siempre busca obtener los mejores resultados al menor costo posible. Esta optimización de recursos es uno de los principales factores para la selección de una plataforma petrolera. Así, se buscan las condiciones de estabilidad, tamaño y seguridad operativa que generen una mayor rentabilidad con respecto al potencial del yacimiento.

Las plataformas fijas, ya sean de pilotes o de gravedad, se emplean en tirantes de agua que no llegan a rebasar los 500 m, debido a que los costos y la complejidad de construcción e instalación incrementan conforme se alcanzan profundidades de agua mayores y crecen las exigencias estructurales (Chandrasekaran & Jain, 2017). Estas estructuras pueden llegar a ser reusables si se conservan en condiciones operativas óptimas, sin embargo, en muchos casos se elimina esa posibilidad, como podría suceder con los tipos de plataformas móviles, representando una desventaja frente a ellas. En cuestiones operativas, se tiene la ventaja de contar con mayor espacio en la superestructura, así como de poder soportar más peso.

Las plataformas flotantes presentan ventajas amplias sobre las fijas o las mismas plataformas autoelevables ya que las dificultades geotécnicas que se presentan son menores, al no desplantarse directamente sobre el fondo marino y sus métodos de anclaje generan una menor perturbación en el suelo. Dentro de estas plataformas, las *Spar* se caracterizan por ser más económicas y junto con las semi-sumergibles proporcionan mayor estabilidad con respecto a las *TLP* lo que permite operar con mayor seguridad en actividades de explotación en aguas profundas (Speight, 2015).

Un aspecto importante por considerar es la estructura del fondo marino, que puede llegar a descartar la viabilidad de la instalación de cierto tipo de plataforma, por lo que los geo-estudios, de primera instancia los geofísicos, son actividades fundamentales dentro de los trabajos de posicionamiento de las unidades petroleras.

2. EXPLORACIÓN GEOFÍSICA MARINA

La geofísica es una rama dentro de las Ciencias de la Tierra que, mediante el análisis de propiedades físicas del subsuelo y su procesamiento a través de métodos indirectos, permite la generación de perfiles o modelos que muestran la variación de materiales a profundidad y, con ello, la interpretación de la constitución geológica debajo de la superficie terrestre.

Dentro de la industria petrolera, la geofísica sísmica 3D integrada con exploración gravimétrica y magnética es una disciplina indispensable para la caracterización de los yacimientos de hidrocarburos. La estratigrafía, geología estructural y el potencial de producción son algunos de los importantes aspectos que se resuelven a través de esta exploración. Sin embargo, la otra aplicación fundamental de la geofísica es auxiliar en el diseño de la cimentación de las plataformas marinas, permitiendo de primera instancia restringir las posibles áreas para el desplante de las plataformas, determinar la estratigrafía subsuperficial del fondo marino y detectar factores geológicos de riesgo a gran escala que pudieran afectar su estabilidad (zonas de falla activas, volcanes de lodo, crestas en el fondo marino, arrecifes coralinos, deslizamientos o incluso zonas con gas superficial) (Peuchen, 2013).

Además de detectar factores de riesgo geológico, es importante determinar las cuestiones relacionadas con la actividad del hombre costa fuera, principalmente las relacionadas con la explotación de hidrocarburos que generan gran perturbación en el fondo marino, como tuberías enterradas, equipo submarino, marcas o “huellas” en el sedimento donde se localizaron anteriormente plataformas, entre otros aspectos que pueden llegar a limitar las zonas de posicionamiento.

Por otra parte, es importante considerar que las características del fondo marino varían con el tiempo, por lo que debe considerarse que los geo-modelos tienen una determinada vigencia y a futuro son necesarios datos de verificación. Por lo anterior, en cada estudio se deben de considerar: i) la vida que tendrá la plataforma en el sitio, su tiempo útil y ii) un plan de monitoreo del basamento marino.

2.1.Métodos y equipos de exploración

Los métodos de exploración costa afuera son principalmente el sísmico y el acústico. Estas técnicas se basan en los mismos principios físicos de reflexión y refracción de las ondas, contrastes en la impedancia acústica del medio y de reflectividad (Wille,

2005). Sin embargo, cada una emite y recibe las señales (a través de transductores de emisión o transductores de recepción) de manera distinta.

El aprovechamiento del sonido para la caracterización del suelo marino se basa en su baja atenuación en el agua, comparado por ejemplo contra ondas electromagnéticas. Esta técnica hace posible la exploración en grandes tirantes de agua, incluso en aguas ultra profundas. Su nominación general es sonar (*Sound Navigation And Ranging*) y el término se refiere a toda técnica que involucre la creación de impulsos sonoros para la investigación subacuática, como lo son los ecosondas monohaz y multihaz y los sonares de barrido lateral (Finkl & Makowski, 2016). Por otro lado, los estudios sísmicos se realizan a partir de ondas sísmicas inducidas con los equipos llamados perfiladores someros o profundos, según el nivel de penetración que alcanzan en el sondeo (Fulop, 2015).

En la Figura 10 se muestra un resumen gráfico de estas técnicas y sus objetivos de aplicación dentro de la descripción del fondo marino para lograr el desplante de las plataformas marinas.



Figura 10. Tipos de sondeos geofísicos marinos y la información proporcionada.

Otros métodos como el magnético y el electromagnético pueden ser ejecutados en conjunto con los antes mencionados pero su aplicación se restringe a la detección de objetos metálicos por debajo de la superficie.

2.1.1. Ecosondas monohaz y multihaz

El mapeo del fondo marino a través de métodos acústicos, como las ecosondas, comenzó en 1913 con un notable incremento de su aplicación durante la Segunda

Guerra Mundial. Las ecosondas monohaz, que permiten determinar únicamente la profundidad del fondo marino sobre la trayectoria seguida por la embarcación, migraron a ecosondas multihaz, para poder determinar simultáneamente la profundidad del fondo en puntos colineales ubicados en dirección perpendicular a la seguida durante la exploración (Renard & Allenou, 1979). Las ecosondas monohaz han quedado relegadas por los avances tecnológicos obtenidos en exploración marina y el procesamiento digital de las señales. Una ecosonda es un equipo electrónico acoplado en embarcaciones o remolcado, con la que se determina la batimetría y la morfología del fondo marino utilizando los principios de propagación de las ondas acústicas en el agua y su reflectividad con el suelo marino.

Estos sistemas no son utilizados únicamente por la industria petrolera, sino que su aplicación beneficia a las actividades marítimas de navegación, de pesca, a la investigación biológica del fondo marino o incluso arqueológica (Klein, 2002). Operan emitiendo pulsos sónicos y midiendo el tiempo transcurrido desde su generación hasta que su eco es registrado nuevamente (Figura 11). Con esto, calculan la profundidad del fondo tomando en cuenta el ángulo de incidencia del pulso y la velocidad del sonido en el agua de mar. Este último parámetro se corrige localmente mediante sonares diseñados específicamente para crear perfiles (Figura 12) donde se observe su variación a profundidad por efectos locales de presión, salinidad y temperatura del agua. El comportamiento de la velocidad del sonido en el mar es mayormente controlado por cambios en la temperatura, sin embargo, la salinidad y la presión hidrostática también influyen de manera directa en el cambio de la velocidad del sonido en el agua (Wille, 2005; Lurton & Lamarche, 2015). Estas herramientas pueden ser operadas simultáneamente con los ecosondas o cualquiera de los otros sondeos acústicos durante la exploración.



Figura 11. Operación de los Sonares (ecosondas y sonares de barrido).

La energía acústica es generada en forma de haces cónicos por los transductores de emisión dispuestos en los equipos exploratorios (Renard & Allenou, 1979). Se emplea un haz para el ecosonda monohaz y arreglos de centenas de haces simultáneos en forma de abanico para el multihaz (Figura 13). Estas señales acústicas varían en su alcance, resolución y su precisión, dependiendo de los rasgos

con las que fueron emitidas. Así, el aumento de la frecuencia de los impulsos está relacionado con un incremento en la resolución obtenida, sin embargo, se tiene un menor alcance. Los haces se generan con cierta apertura angular y mientras ésta aumenta, la exactitud, la resolución y el alcance disminuyen (Michaud et al., 2009). En general, los haces de los ecosondas multihazes tienden a ser más angostos (0.5 a 2°) y, por tanto, a presentar resultados más confiables que los ecosondas monohaz.

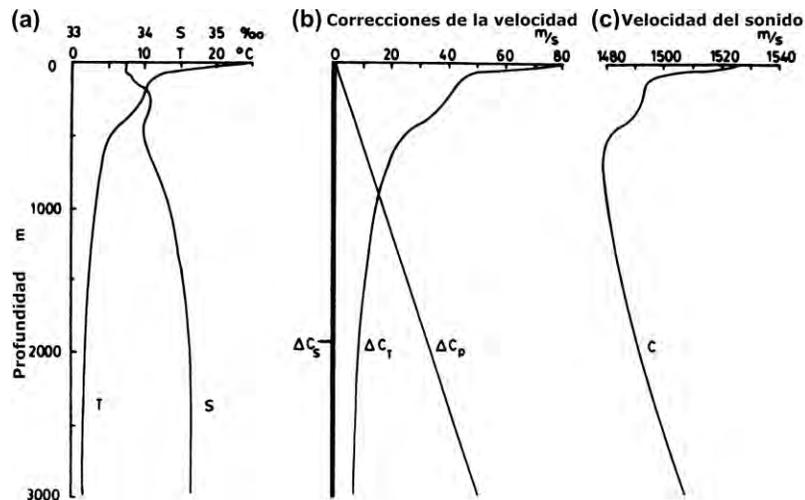


Figura 12. Perfil de velocidad del sonido a Profundidad. a) Variación debida a la temperatura T y salinidad S . b) Corrección por aumento de presión hidrostática P . c) Perfil de velocidad del sonido C , corregido en el sitio. (modificada de Talley et al., 2011).

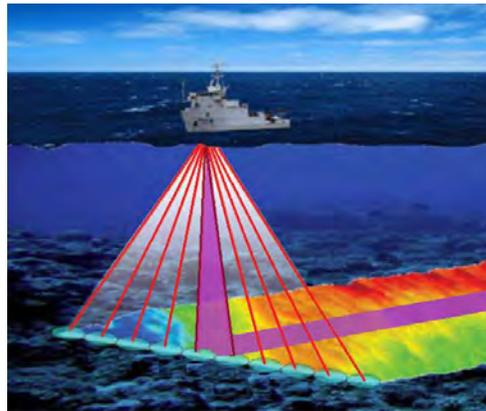


Figura 13. Barrido del fondo marino que sería hecho por un ecosonda monohaz (zona en morado) y por un multihaz (banda de colores). (modificada de Fulop, 2015).

Las características de las señales recibidas por los ecosondas presentan una variación respecto a las cuáles fueron emitidas. Factores como la intensidad, el tiempo de propagación y la dispersión en la señal de retorno se modifican según el sedimento

en interacción por cambios en el tamaño de grano, su rugosidad y estructura a pequeña escala entre otros, por lo que analizar el comportamiento de la señal a lo largo de los sondeos permite distinguir fronteras entre sedimentos (Amiri-Simkooei et al., 2011, Lurton & Lamarche, 2015; Huang et al., 2016). Las diferencias reconocidas deben asegurarse corrigiendo primeramente el efecto que se tiene por cuestiones sistemáticas como la sensibilidad de recepción, apertura y duración del haz, distancia al objetivo y la pérdida de intensidad debida a la columna de agua sobre los datos obtenidos. Lo anterior representa un gran ventaja, sin embargo, no todas las ecosondas son diseñados para procesar este tipo de información y únicamente proporcionan los datos de batimetría.

Sin duda, la evolución de los sistemas monohaz a multihaces significó un gran avance en la exploración oceánicas, llegando a reducir el tiempo empleado durante los sondeos considerablemente.

2.1.2. Sonar de barrido lateral

Los sonares de barrido son dispositivos marinos cuya implementación comenzó con en la Segunda Guerra Mundial. Dentro de sus aplicaciones se encuentran la detección de objetos en el fondo marino, como vestigios arqueológicos, embarcaciones naufragadas o equipos petroleros submarinos (Klein, 2002).

Un sonar de barrido crea imágenes del sustrato marino a través de la emisión de pulsos sónicos y el registro de su eco (Figura 11). Su funcionamiento consiste en emitir dos haces de sonido estrecho a sus costados, en forma de abanico que llega a extenderse cientos de metros en dirección perpendicular a la trayectoria seguida en el sondeo. Estos equipos pueden estar acoplados en embarcaciones o pueden ser dispositivos remolcados manteniendo cierta posición, monitoreada por dispositivos GPS instalados tanto en el transductor como en la embarcación con el fin de obtener datos correctamente referenciados (Figura 14).

A diferencia de las ecosondas, únicamente proporcionan un panorama superficial bidimensional del fondo a modo de “fotografía”, sin proporcionar datos de batimetría. Es por esto, que resulta de gran importancia realizar ambos estudios para la completa determinación de las condiciones del lecho marino. La imagen obtenida se presenta en una escala monocromática, generalmente gris o amarillenta, en la que la intensidad del color está ligada con el tipo de suelo.

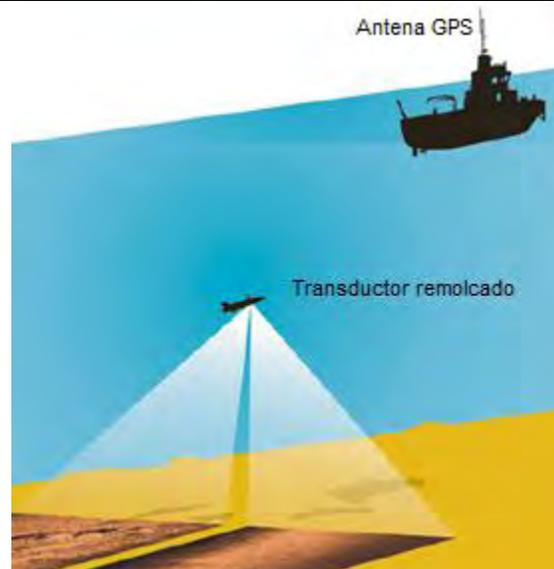


Figura 14. Sonar de barrido lateral. (modificada de Finkl & Makowski, 2016)

Los materiales, y en estos casos, los sedimentos, tienen cierta impedancia acústica lo que físicamente representa la oposición que ejerce un medio al paso de las ondas sonoras a través de él. Es una propiedad intensiva y está en función de su densidad y la velocidad del sonido en la masa. Este contraste en las propiedades es aprovechado a lo largo de los sondeos en el fondo marino por los sonares de barrido, diferenciando así entre, rocas, suelos u otros objetos que reposen sobre el lecho marino (Wille, 2005). Cuanto más duro es el medio, la impedancia acústica es mayor y la intensidad de la señal de retorno es más intensa. Así pues, en materiales como rocas, la intensidad es mayor y son representados por tonalidades más oscuras en las imágenes respecto a las zonas de suelos más blandos, como arcillas, que se reflejan en tonalidades más claras (Finkl & Makowski, 2016).

En las representaciones obtenidas de estos sondeos, también se llegan a observar sombras donde no hubo un reflejo de las señales acústicas. Esto corresponde con áreas donde se presentan cuerpos que sobresalen abruptamente del lecho marino o depresiones, que permiten identificar potenciales riesgos para la instalación de estructuras, incluso para la navegación marítima.

2.1.3. Perfilador somero y profundo

Estos son un tipo de sondeos sísmicos de reflexión en los que se busca tener una buena resolución de las primeras capas estratigráficas del subsuelo marino, lo que es logrado

utilizando señales de alta frecuencia. Conforme la frecuencia de las señales disminuye, la profundidad de penetración del sondeo aumenta, sin embargo, el ruido en las capas superiores es mayor (Peuchen, 2013). Generalmente, se utilizan conjuntamente sistemas de baja y alta frecuencia para describir la columna estratigráfica dentro de las primeras centenas de metros.

La onda sísmica emitida por el transductor penetra entre los estratos del subsuelo y, el contraste de impedancia acústica entre uno y otro produce señales de retorno hacia la superficie. Estas múltiples señales reflejadas son registradas por medio de un arreglo de hidrófonos remolcados por la embarcación o algún otro transductor de recepción. Los perfiladores son equipos que únicamente describen lo que se encuentra directamente debajo de ellos, por lo que proporcionan perfiles sísmicos a profundidad a lo largo de la trayectoria seguida durante el sondeo (Finkl & Makowski, 2016).

Con los perfiles es posible determinar los rasgos geológicos subsuperficiales, establecer el espesor y el tipo de sedimentos, localizar salientes de roca, fallas o zonas de acumulación de gas y, al analizarse con el apoyo de perfiles electromagnéticos y magnéticos, ayudan a localizar tuberías u otros equipos enterrados que de forma individual sería muy difícil reconocer.

2.1.4. Vehículos submarinos no tripulados

Estos vehículos son relativamente nuevos, se trata de unidades submarinas que son utilizados para la inspección y constante monitoreo visual en la superficie del fondo marino, del estado de equipo o estructuras, como tuberías, plataformas marinas o sus cimentaciones a través de video o fotografía.

Estos equipos se dividen en dos: i) los remotamente operados (*ROV, Remotely Operated Vehicles*), que se encuentran conectados a una embarcación por medio de cables a través de los cuales envían y reciben información y son controlados desde ella o ii) los autónomos (*AUV, Autonomous Underwater Vehicles*) operan de forma independiente y sin algún tipo de conexión física con la embarcación en la superficie (Fulop, 2015).

En algunos casos estos vehículos además están equipados con los equipos de exploración antes mencionados (los ecosondas, sonares de barrido y/o perfiladores) y ejecutan el análisis del lecho marino simultáneamente, reduciendo considerablemente el tiempo de las exploraciones geofísicas.

2.2. Interpretación de registros

Los mapas de batimetrías obtenidos por los ecosondas suelen mostrarse en escalas de colores y presentan isóbatas que son las curvas que unen los puntos con iguales profundidades. Es muy importante comparar estos mapas con los obtenidos de los sonares de barrido lateral ya que, si bien el área de estudio puede no presentar cambios de profundidad considerables, el tipo de sedimentos puede ser variable y esto representar un peligro para la instalación de las plataformas marinas, en este caso para las autoelevables.

Con esta comparación se puede observar la extensión y variaciones laterales de los cuerpos sedimentarios, de igual manera es importante analizarlo junto con los perfiladores para determinar los espesores verticales y las alternancias a profundidad. En el análisis de las imágenes geofísicas también es importante la determinación y ubicación de factores antropogénicos, así como de evaluar la afectación que pudieran ocasionar a los trabajos costa afuera.

Todos estos análisis son cualitativos y son la base de la argumentación para la programación de las campañas de exploración geotécnica específicas para cada tipo de cimentación de plataformas marinas. Además, esto permite determinar plantillas de pruebas y muestreo óptimas, y es esqueleto del diagrama de correlaciones para la generación de un modelo completo del subsuelo marino.

3. CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA COSTA FUERA

La aplicación de la geotecnia en el área de la explotación de hidrocarburos tiene dos enfoques fundamentales: i) el de describir las características geomecánicas del yacimiento en sí, en lo que respecta a establecer las propiedades y el comportamiento del Sistema Petrolero antes, durante y después de la explotación del hidrocarburo, y ii) la geotecnia encaminada a la caracterización del fondo marino, donde el objetivo es determinar el sitio óptimo en que se ubicará una plataforma petrolera tomando en cuenta las características del suelo (Figura 15), es decir, sus propiedades índice, las hidráulicas y mecánicas que permitan proyectar el comportamiento que tendrá ante la estructura de perforación o explotación petrolera.



Figura 15. Factores por considerar en la caracterización geotécnica del fondo marino.

Para los estudios de caracterización del fondo marino se toma en cuenta la información obtenida durante las campañas de exploración geofísica mencionadas en el capítulo anterior. A partir de esto, se determina el plan de perforación y muestreo para la realización de pruebas que permitan desarrollar el geo-análisis (Figura 16) de las condiciones superficiales y subsuperficiales locales, así como correlaciones para el diseño de la cimentación de la plataforma.

Esta etapa dentro del proceso de construcción de infraestructura costa afuera, especialmente en el caso de la cimentación de las plataformas que se desplantan en el suelo marino, es de suma importancia ya que con base en un buen programa de caracterización y evaluación se reducen riesgos, además de posibles costos de modificación del diseño de los proyectos (Peuchen, 2013).

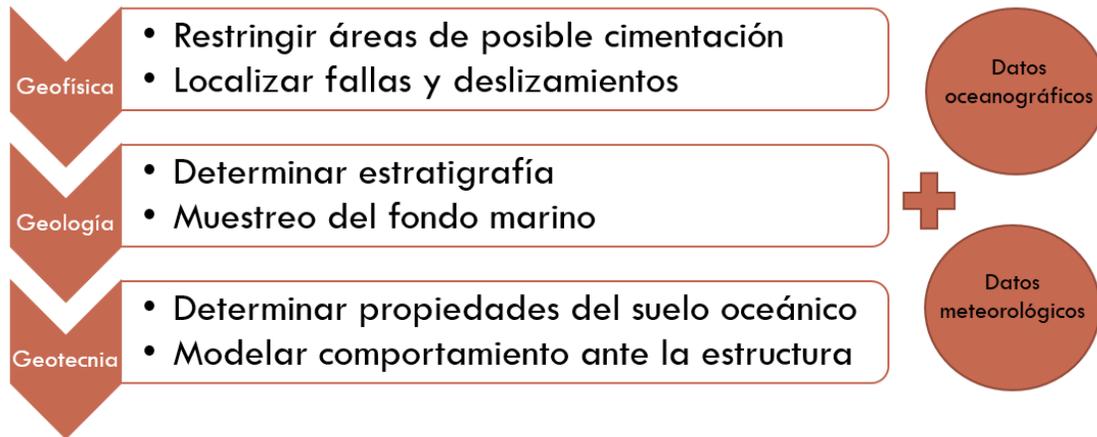


Figura 16. Información a analizar durante la caracterización del fondo marino y la cimentación de plataformas marinas.

3.1. Pruebas In situ

Para la realización de las pruebas en sitio o las actividades de muestreo se utilizan embarcaciones posicionadas en el área de estudio. En este tipo de operaciones el tirante de agua es un factor que restringe la caracterización geotécnica, empleándose únicamente a zonas donde no se exceden los 3000 m. Así mismo, la profundidad de penetración en el suelo se limita dependiendo de las características de éste, llegando a profundidades aproximadamente de 60 m para operaciones comenzadas a nivel del suelo (*seabed operations*), o hasta 400 m si las pruebas se realizan a partir del fondo de una perforación previa (*downhole operations*) (Lunne, 2012; Fugro, 2013). El alcance de la prueba también depende del tipo de plataforma o estructura a instalar, limitándose a menos de la primera centena de metros en el suelo para el caso de las plataformas autoelevables.

3.1.1. Prueba de penetración de cono (CPT)

Este es un ensayo realizado en Tierra y costa afuera en suelos blandos a moderadamente consolidados (arcillas, limos y arenas) para la obtención del perfil continuo a profundidad que permita determinar la estratigrafía, la detección de horizontes (como lentes hasta de centímetros de espesor) y estimar las propiedades ingenieriles de los suelos.

Los equipos utilizados, llamados penetrómetros, varían en tamaño y constan de un cilindro acoplado en su parte terminal a una punta cónica que se inserta

verticalmente el suelo a una velocidad constante de 2 cm/s (ASTM D5778-12) al aplicarle una fuerza vertical. En la ejecución del CPT (*Cone Penetration Test*) costa afuera, se utilizan embarcaciones con posicionamiento dinámico, desde las que se lanzan máquinas de perforación del fondo marino (Fugro, 2013).

A lo largo de la prueba, se obtienen los parámetros de respuesta del suelo a la penetración. El sistema determina principalmente: i) la resistencia de punta (q_c) a través de un sensor colocado en el cono, ii) la fricción lateral (f_s) por medio de un sensor en el cilindro y iii) la presión de poro (u_2) medida generalmente en la interface cono-cilindro por medio de piezómetros (la prueba se nombra CPTu o PCPT si obtiene este parámetro, Figura 17) (Devincenzi & Frank, 2004). En algunos equipos se llegan a adquirir la temperatura, la resistividad y conductividad eléctrica (RCPT) y/o las velocidades de ondas sísmicas para elaborar registros sísmicos a profundidad (SCPT).

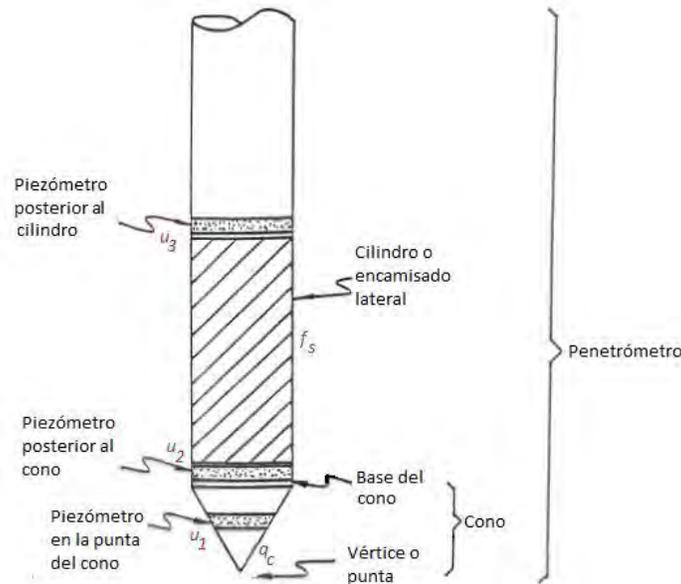


Figura 17. Penetrómetro que mide la presión de poro (Piezocono). Son mayormente utilizados aquellos que tienen los piezómetros colocados en la base del cono, obteniéndose u_2 . (modificada de Devincenzi & Frank, 2004).

La resistencia de punta (q_c) es la fuerza vertical medida en el sensor de punta, dividida entre el área del cono; y la fricción lateral (f_s) es la fuerza de corte medida en el encamisado del cilindro, entre el área total de su superficie:

$$q_c = \frac{Q_c}{A_c} [MPa] \quad y \quad f_s = \frac{Q_s}{A_s} [kPa] \dots \dots \dots Ec. (1) \text{ y } (2)$$

A partir de estos dos parámetros y la presión de poro (u_2) obtenidos por el penetrómetro, se derivan otros como: i) la relación de fricción (R_f), ii) la resistencia total de punta (q_t) que corresponde al valor de la resistencia del cono corregida por efecto de la presión de poro, iii) la resistencia neta de punta (q_{net}) corregida por efectos del esfuerzo total vertical y iv) la relación de exceso de presión de poro (B_q). Estos parámetros se calculan mediante las siguientes expresiones (ASTM D5778-12):

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \cdot 100 \dots \dots \dots Ec. (3)$$

$$q_t = q_c + (1 - \alpha)u_2 [MPa] \quad y \quad q_{net} = q_t - \sigma_{vo} [MPa] \dots \dots \dots Ec. (4) \text{ y } (5)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_{net}} \cdot 100 \dots \dots \dots Ec. (6)$$

Donde: α : relación neta de áreas. Valor constante que varía dependiendo el tipo de penetrómetro, utilizándose valores entre 0.45 y 0.8.

u_0 : presión hidrostática estimada a profundidad. $u_0 = Z^*(\gamma_w)$

σ_{vo} : esfuerzo total de carga vertical a profundidad considerando el espesor y peso unitario de cada capa de suelo. $\sigma_{vo} = \sum (\Delta Z_s^* \gamma_s)$

La utilidad de estos parámetros es poder estimar i) la densidad relativa (D_r) y características friccionantes de los suelos gruesos por las que se penetra, ii) la resistencia al corte no drenado (S_u) de limos y arcillas y iii) la capacidad de carga (q_{ult}) para las cimentaciones (Mashhadifarahani & Paraguassu, 2015) que será abordada en el Capítulo 4. Los datos son tomados constantemente en intervalos menores de 5 cm, (dependiendo de la resolución del instrumento) y enviados a equipos de cómputo para observarlos gráficamente en tiempo real, lo que permite parar la prueba si se exceden los límites tolerables de inclinación, fricción o de resistencia en el instrumento (como sucede cuando se llegan a alcanzar estratos de suelos gruesos densos o finos altamente cementados o litificados).

En los perfiles (Figura 18) cada parámetro es desplegado en forma independiente, facilitando la correlación entre ellos, de tal manera que se pueda determinar las condiciones del subsuelo al observar las variaciones de cada uno a profundidad.

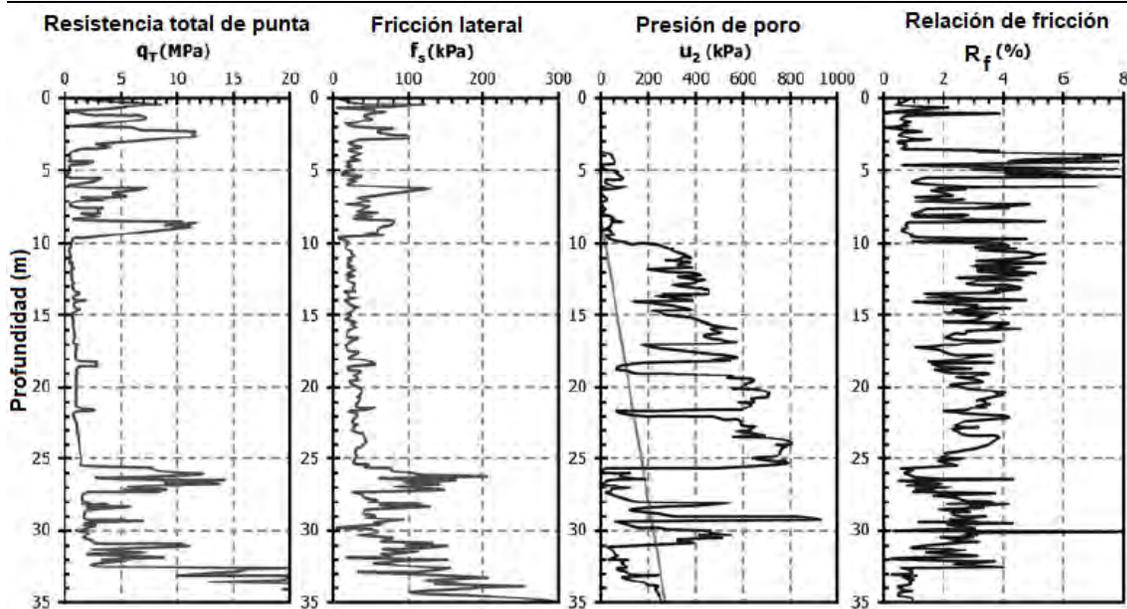


Figura 18. Ejemplo de un registro obtenido de CPTu en que se observa la variación a profundidad de los parámetros de resistencia total de punta, la fricción lateral, presión de poros y la relación de fricción. (modificada de ASTM D5778-12).

➤ Densidad Relativa (D_r)

Este es un parámetro que cuantifica en forma porcentual el grado de compactación en el que se encuentran los suelos gruesos. Es calculado en laboratorio con la relación de vacíos máxima (e_{max}), mínima (e_{min}) y actual (e) de una muestra de suelo, en donde valores cercanos a 0% significan un suelo muy suelto y valores cercanos a 100% suelos muy densos. La importancia de este parámetro radica en que está relacionado con la resistencia al corte de los suelos gruesos, en donde los suelos más densos tienden a ser más resistentes (Budhu, 2010).

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \dots \dots \dots Ec. (7)$$

La estimación de este parámetro también puede ser por medio de expresiones empíricas aportadas por diferentes autores a partir de los resultados de las pruebas de penetración en campo. Sin embargo, cada una es aplicable para características específicas en los suelos y debe ser utilizada de acuerdo con la similitud entre condiciones locales del proyecto en cuestión y los suelos que sirvieron para cada desarrollo.

➤ Resistencia al esfuerzo cortante no drenado (S_u)

La resistencia al esfuerzo cortante de los suelos (τ) es el parámetro más importante para su caracterización geotécnica y es necesaria para la determinación de la capacidad de carga de cimentaciones, taludes u otras obras de ingeniería. Esta resistencia significa la máxima oposición interna que el suelo ofrece por área unitaria, contra la falla por deslizamiento a lo largo de cualquier plano dentro de él (cuando está sujeto a fuerzas de corte).

Existen diferentes modelos para interpretar la resistencia al corte dependiendo de las condiciones de carga y de las características propias del suelo (Budhu, 2010). Uno de los principales aspectos a considerar es si serán condiciones drenadas o no drenadas las que gobernarán al momento de la aplicación de la carga. Es decir, si el exceso de presión de poro en el suelo se disipará o no durante la carga.

Empíricamente se han determinado relaciones que permiten calcular la resistencia al corte de los suelos no drenados (S_u) mediante los resultados del CPTu a partir de la resistencia neta del cono (q_{net}) mediante la siguiente expresión:

$$S_u = \frac{q_{net}}{N_{kt}} [kPa] \dots \dots \dots Ec. (8)$$

Donde: N_{kt} : factor empírico de capacidad de carga o factor de cono. Estimado para cada tipo de suelo. Puede ser ajustado mediante los valores determinados en las pruebas VM y triaxial UU mencionadas más adelante.

3.1.2. Prueba de veleta remota in situ (VST)

La prueba de Veleta Remota In Situ (*Vane Shear Test*) se realiza a intervalos fijos de profundidad en suelos finos saturados no permeables (arcillas y limos) para determinar de manera puntual la resistencia in situ al esfuerzo cortante no drenado por veleta (S_{uv}).

En las operaciones costa afuera, se ejecuta introduciendo verticalmente un tubo que en su interior contiene a la veleta, dispositivo formado por cuatro aspas planas rectangulares o trapezoidales dispuestas en forma de cruz. Se suelen utilizar veletas más pequeñas para suelos más resistentes, guardando siempre una proporción diámetro-altura $H/D=2$ (Figura 19).

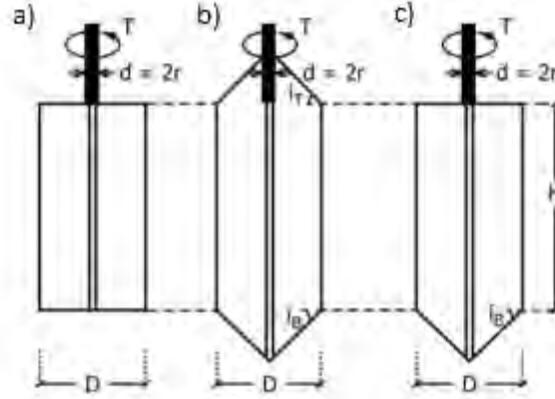


Figura 19. Geometría de las veletas. a) veleta con aspas rectangulares. b) veleta con aspas en forma de trapecio (ambos extremos en punta). c) veleta con aspas en forma de trapecio (extremo inferior en punta). En todas se guarda la proporción $D/H=2$ (tomada de ASTM D2573-15/D2573M-15e1).

Una vez alcanzada la profundidad deseada, la veleta es desplegada por debajo hasta alcanzar una distancia equivalente de cinco D para no afectar los resultados, se le aplica un torque a velocidad constante para que las aspas logren girar sobre el eje vertical y el suelo a su alrededor falle. Se considera que la velocidad de giro debe ser de 0.1° por segundo (ASTM D2573-15/D2573M-15e1).

El torque máximo (T_{max}) empleado se utiliza para calcular S_{uv} , después se realizan de 5 a 10 giros rápidos más en el mismo sitio para la obtención de la resistencia al corte remodelada (S_{uvr}) a partir del torque residual aplicado (T_{res}). Los resultados obtenidos varían de acuerdo con la geometría de las aspas de la veleta, incluyéndose en las ecuaciones para el cálculo factores como los ángulos de corte de las aspas (i_B y i_T , ilustrados en la Figura 19) para corregir los resultados. Las expresiones correspondientes a veletas con aspas rectangulares (las mayormente utilizadas) son las siguientes:

$$S_{uv} = 0.237 \frac{T_{max}}{D^3} [kPa] \quad y \quad S_{uvr} = \left(0.237 \frac{T_{res}}{D^3} \right) \mu_v [kPa] \dots \dots \dots Ec. (9) \text{ y } (10)$$

Donde: μ_v : factor de corrección de movilización del suelo, relacionado a suelos con Índice de Plasticidad $>5\%$ (sec. 3.3.2). $\mu_v = 1.05 - 0.045 * (IP)^{0.5}$

Esta prueba no se lleva a cabo en materiales permeables como arenas debido a que son materiales drenantes y presentarían evaluaciones incorrectas. Tampoco se considera para suelos finos que tengan una resistencia al corte mayor a 200 kPa.

3.2. Pruebas de Laboratorio

Las pruebas geotécnicas de laboratorio se llevan a cabo costa afuera en las embarcaciones simultáneamente a las operaciones de muestreo y/o en laboratorios geotécnicos en Tierra. Se ejecutan a partir de muestras de suelo marino alteradas e inalteradas, tomadas a ciertos intervalos de profundidad dependiendo de cada sitio. En ocasiones se llegan a repetir en Tierra pruebas de laboratorio realizadas en sitio con el fin de complementar y corroborar resultados.

Se dividen principalmente en tres tipos: i) las pruebas para la clasificación de los sedimentos realizadas en muestras alteradas (vea sección 3.3.1 a 3.3.4), ii) las realizadas para la determinación de sus propiedades estáticas en muestras inalteradas y remoldeadas (vea sección 3.3.5 a 3.3.7) y iii) y las que se desarrollan para determinar la consolidación de los sedimentos (vea sección 3.3.8)

3.2.1. Análisis granulométricos

Los análisis granulométricos son empleados para la clasificación de los suelos naturales orgánicos e inorgánicos mediante un sistema unificado (Sistema Unificado de Clasificación de los Suelos) que otorga a cada tipo de suelo un símbolo y nombre genérico, con base en su tamaño de grano y sus características plásticas (únicamente para suelos finos) (Tabla 1 y 2).

Para llevar a cabo la clasificación, se utilizan tamices para la separación de la muestra seca representativa a través de mallas de apertura 3 in, $\frac{3}{4}$ in, No. 4, No. 10, No. 40 y No. 200. Con las que se determina el porcentaje de masa de las porciones de suelo retenidas en cada una de ellas, respecto al total de la muestra.

Con lo anterior, se obtienen dos grupos mayores: i) la fracción gruesa, conformada por las partículas de diámetros mayores a $75\mu\text{m}$ y retenidas por encima de la malla No. 200; y ii) la fracción fina, que pasa la malla No. 200 y los diámetros de sus partículas son menores a $75\mu\text{m}$.

Si más del 50% de la muestra de suelo corresponde a fracción gruesa, se construye una gráfica semilogarítmica acumulativa con los porcentajes de suelo

obtenidos en cada malla vs el tamaño de grano. Con ésta, se obtienen el tamaño de grano correspondiente a los deciles D_{10} , D_{30} y D_{60} de la distribución granulométrica y se calculan dos parámetros que proporcionan una idea de la dispersión de tamaños de grano del suelo: el coeficiente de uniformidad (C_u) y coeficiente de curvatura (C_c), mediante las siguientes expresiones:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad y \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10}D_{60}} \dots \dots \dots Ec. (11) \text{ y } (12)$$

Utilizando C_u y C_c , así como el porcentaje de fracción fina obtenida y su clasificación previa mediante la carta de plasticidad (Figura 20), los suelos gruesos se clasifican conforme lo establece la Tabla 1 :

Tabla 1. Clasificación de los suelos gruesos mediante el SUCS (modificada de ASTM D2487 - 17).

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS							
Características				Simbolo del Grupo	Nombre del Grupo		
SUELOS GRUESOS más de 50% corresponde a fracción gruesa	GRAVAS más del 50% de la gración gruesa es retenida en malla No. 4	Gravas limpias (finos < 5%)	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$	Arenas < 15%	GW	Grava bien gradada	
				Arenas $\geq 15\%$		Grava bien gradada con arena	
			$C_u < 4$ y/o [$C_c < 1$ o $C_c > 3$]	Arenas < 15%	GP	Grava pobremente gradada	
			Arenas $\geq 15\%$	Grava pobremente gradada con arena			
		Gravas con 5% < finos < 12%	Finos: ML o MH ($C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$)	Arenas < 15%	GW-GM	Grava bien gradada con limos	
				Arenas $\geq 15\%$		Grava bien gradada con limos y arena	
			Finos: CL, CH o CL-CH ($C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3$)	Arenas < 15%	GW-GC	Grava bien gradada con arcilla	
				Arenas $\geq 15\%$		Grava bien gradada con arcillas y arena	
			Finos: ML o MH ($C_u < 4$ y/o [$C_c < 1$ o $C_c > 3$])	Arenas < 15%	GP-GM	Grava pobremente gradada con limos	
				Arenas $\geq 15\%$		Grava pobremente gradada con limos y arena	
		Finos: CL, CH o CL-CH ($C_u < 4$ y/o [$C_c < 1$ o $C_c > 3$])	Arenas < 15%	GP-GC	Grava pobremente gradada con arcillas		
			Arenas $\geq 15\%$		Grava pobremente gradada con arcillas y arena		
	Gravas con finos (finos > 12%)	Finos corresponden a limos	Arenas < 15%	GM	Grava limosa		
			Arenas $\geq 15\%$		Grava limosa con arena		
		Finos corresponden a arcillas	Arenas < 15%	GC	Grava arcillosa		
			Arenas $\geq 15\%$		Grava arcillosa con arena		
		Finos correspondientes a CL-ML o CH-MH	Arenas < 15%	GC-GM	Grava limo-arcillosa		
			Arenas $\geq 15\%$		Grava limo-arcillosa con arena		
	ARENAS más del 50% de la gración gruesa pasa malla No. 4	Arenas limpias (finos < 5%)	$C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3$	Gravas < 15%	SW	Arena bien gradada	
				Gravas $\geq 15\%$		Arena bien gradada con grava	
			$C_u > 6$ y/o [$C_c < 1$ o $C_c > 3$]	Gravas < 15%	SP	Arena pobremente gradada	
				Gravas $\geq 15\%$		Arena pobremente gradada con grava	
		Arenas con 5% < finos < 12%	Finos: ML o MH ($C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3$)	Gravas < 15%	SW-SM	Arena bien gradada con limos	
				Gravas $\geq 15\%$		Arena bien gradada con limos y grava	
				Finos: CL, CH o CL-CH ($C_u \geq 6$ y $1 \leq C_c \leq 3$)	Gravas < 15%	SW-SC	Arena bien gradada con arcilla
					Gravas $\geq 15\%$		Arena bien gradada con arcillas y grava
			Finos: ML o MH ($C_u < 6$ y/o [$C_c < 1$ o $C_c > 3$])	Gravas < 15%	SP-SM	Arena pobremente gradada con limos	
				Gravas $\geq 15\%$		Arena pobremente gradada con limos y gravas	
Finos: CL, CH o CL-CH ($C_u < 6$ y/o [$C_c < 1$ o $C_c > 3$])			Gravas < 15%	SP-SC	Arena pobremente gradada con grava		
			Gravas $\geq 15\%$		Arena pobremente gradada con arcillas y grava		
Arenas con finos (finos > 12%)		Finos corresponden a limos	Gravas < 15%	SM	Arena limosa		
			Gravas $\geq 15\%$		Arena limosa con grava		
		Finos corresponden a arcillas	Gravas < 15%	SC	Arena arcillosa		
			Gravas $\geq 15\%$		Arena arcillosa con grava		
Finos correspondientes a CL-ML o CH-MH	Gravas < 15%	SC-SM	Arena limo-arcillosa				
	Gravas $\geq 15\%$		Arena limo-arcillosa con grava				

Si más de 50% de la muestra de suelo es fracción fina, la clasificación es realizada conforme a la Tabla 2, mediante la determinación de los límites de consistencia, la utilización de la carta de plasticidad (sec. 3.3.2) y complementada con los porcentajes de arena y gravas obtenidos en el análisis granulométrico de la fracción gruesa obtenida.

Tabla 2. Clasificación de los suelos finos inorgánicos mediante el SUCS (modificada de ASTM D2487 - 17).

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS							
Características					Símbolo del Grupo	Nombre del Grupo	
SUELOS FINOS 50% o más pasa la malla No.200	LL <50	IP >7 y se grafica en o sobre la línea A	<30% de suelos gruesos	<15% de suelos gruesos	*****	CL	Arcilla
				15 ≤ suelos gruesos < 30%	%Arenas ≥ %Gravas		Arcilla con arena
					%Arenas < %Gravas		Arcilla con grava
			≥30% de suelos gruesos		<15% de gravas		Arcilla arenosa
				%Arenas ≥ %Gravas	≥15% de gravas		Arcilla arenosa con grava
				%Arenas < %Gravas	<15% de arenas		Arcilla gravosa
				≥15% de arenas	Arcilla gravosa con arena		
		4 ≤ IP ≤ 7 y se grafica en o sobre la línea A	<30% de suelos gruesos	<15% de suelos gruesos	*****	CL-ML	Arcilla limosa
				15 ≤ suelos gruesos < 30%	%Arenas ≥ %Gravas		Arcilla limosa con arena
					%Arenas < %Gravas		Arcilla limosa con grava
			≥30% de suelos gruesos		<15% de gravas		Arcilla limo-arenosa
				%Arenas ≥ %Gravas	≥15% de gravas		Arcilla limo-arenosa con grava
	%Arenas < %Gravas			<15% de arenas	Arcilla limo-gravosa		
			≥15% de arenas	Arcilla limo-gravosa con arena			
	LL ≥ 50	IP < 4 o por debajo de la línea A	<30% de suelos gruesos	<15% de suelos gruesos	*****	ML	Limo
				15 ≤ suelos gruesos < 30%	%Arenas ≥ %Gravas		Limo con arena
					%Arenas < %Gravas		Limo con grava
			≥30% de suelos gruesos		<15% de gravas		Limo arenoso
				%Arenas ≥ %Gravas	≥15% de gravas		Limo arenoso con grava
				%Arenas < %Gravas	<15% de arenas		Limo gravoso
				≥15% de arenas	Limo gravosos con arena		
		IP en o sobre la línea A	<30% de suelos gruesos	<15% de suelos gruesos	*****	CH	Arcilla de alta plasticidad
				15 ≤ suelos gruesos < 30%	%Arenas ≥ %Gravas		Arcilla de alta plasticidad con arena
					%Arenas < %Gravas		Arcilla de alta plasticidad con grava
≥30% de suelos gruesos				<15% de gravas	Arcilla de alta plasticidad arenosa		
			%Arenas ≥ %Gravas	≥15% de gravas	Arcilla de alta plasticidad arenosa con grava		
	%Arenas < %Gravas		<15% de arenas	Arcilla de alta plasticidad gravosa			
		≥15% de arenas	Arcilla de alta plasticidad gravosa con arena				
IP debajo de la línea A	<30% de suelos gruesos	<15% de suelos gruesos	*****	MH	Limo de alta plasticidad		
		15 ≤ suelos gruesos < 30%	%Arenas ≥ %Gravas		Limo de alta plasticidad con arena		
			%Arenas < %Gravas		Limo de alta plasticidad con grava		
	≥30% de suelos gruesos		<15% de gravas		Limo de alta plasticidad arenoso		
		%Arenas ≥ %Gravas	≥15% de gravas		Limo de alta plasticidad arenoso con grava		
		%Arenas < %Gravas	<15% de arenas		Limo de alta plasticidad gravoso		
		≥15% de arenas	Limo de alta plasticidad gravoso con arena				

3.2.2. Límites de consistencia

Los Límites de consistencia o Límites de Atterberg se realizan a las muestras de suelos que pasan la malla No. 40 para clasificarlos, según el estándar ASTM D4318-17e1.

Este ensayo consiste en determinar el contenido de agua (w) correspondiente al límite plástico (LP) y al límite líquido (LL).

➤ Límite Líquido, LL

Los suelos tienen cinco estados de consistencia: sólido, semi-sólido, plástico, semi-líquido y líquido, los cuales se diferencian por la facilidad con la que se deforman según su contenido de agua. El límite líquido corresponde al contenido de agua (w_L) en que el suelo pasa del estado plástico al semi-líquido (Juárez & Rico, 2005).

Se determina experimentalmente con un instrumento denominado Copa de Casagrande en que se coloca una porción de muestra homogeneizada, a la que se le realiza una incisión central dividiéndolo en dos secciones. La Copa de Casagrande es sometida a golpeteos a ritmo constante de forma manual o motorizada hasta que el suelo falla, fluyendo y uniéndose las dos porciones del suelo en el centro del dispositivo. El número de movimientos o golpeteos necesarios para que esto suceda (N) es registrado.

Este proceso es repetido para un mínimo de tres porciones de la muestra de suelo con diferentes contenidos de agua (agregada por el laboratorista) y realizando una comprobación para cada una de ellas, en donde N no debe diferir en más de dos golpes. Para cada espécimen de suelo utilizado, se debe tomar una porción y calcular su contenido de agua por medio de la expresión:

$$w = \frac{m_{hum} - m_{sec}}{m_{sec}} \dots \dots \dots Ec. (13)$$

Donde: m_{hum} : masa del suelo húmedo

m_{sec} : masa del suelo después de ser secado mediante horno.

Con el mínimo de los seis datos obtenidos en estas pruebas, se grafica w vs N de forma semilogarítmica y se determina una recta que se ajuste a los datos. Se considera que el límite líquido, corresponde con el contenido de agua para el que se necesitan 25 golpes hasta que el suelo falle (ASTM D4318-17e1).

$$LL = w_L = w_{(N=25)} \dots \dots \dots Ec. (14)$$

➤ Límite Plástico, LP

Representa el contenido de agua (w_p) en que el suelo cambia del estado semi-sólido al plástico (Juárez & Rico, 2005). Para determinarlo, se forman pequeños rollos remoldeando muestras de suelo hasta que alcancen 3.2 mm de diámetro y se observe agrietamiento en su superficie o se comiencen a romper. Con estos rollos, se hacen dos muestras de suelo de 6 g cada una y se les determina el contenido de agua. De estos dos valores de contenido de agua, se obtiene el promedio entre ambos y éste corresponderá con el límite plástico LP (ASTM D4318-17e1).

Por medio de los parámetros obtenidos, se determina el rango de contenido de agua en el que el suelo se comporta plásticamente, es decir, el Índice de Plasticidad (IP) y el Índice de Liquidez (LL) utilizando las siguientes expresiones:

$$IP = LL - LP \quad \text{y} \quad IL = \frac{w - LP}{LL - LP} \dots \dots \dots \text{Ec. (14) y (15)}$$

Estos parámetros son utilizados para la clasificación de la fracción fina de los suelos mediante una carta de plasticidad (Figura 20) en donde se grafica el IP en función de LL . En esta carta, se subdividen los suelos, considerándolos de baja plasticidad cuando $LL < 50$ y de alta plasticidad cuando $LL > 50$. La línea A, separa entre limos y arcillas, ubicándose por debajo de ella las muestras que corresponden a limos. La línea U separa a los valores que no son realísticos de obtener, por lo que las pruebas ubicadas en la parte superior no son confiables.

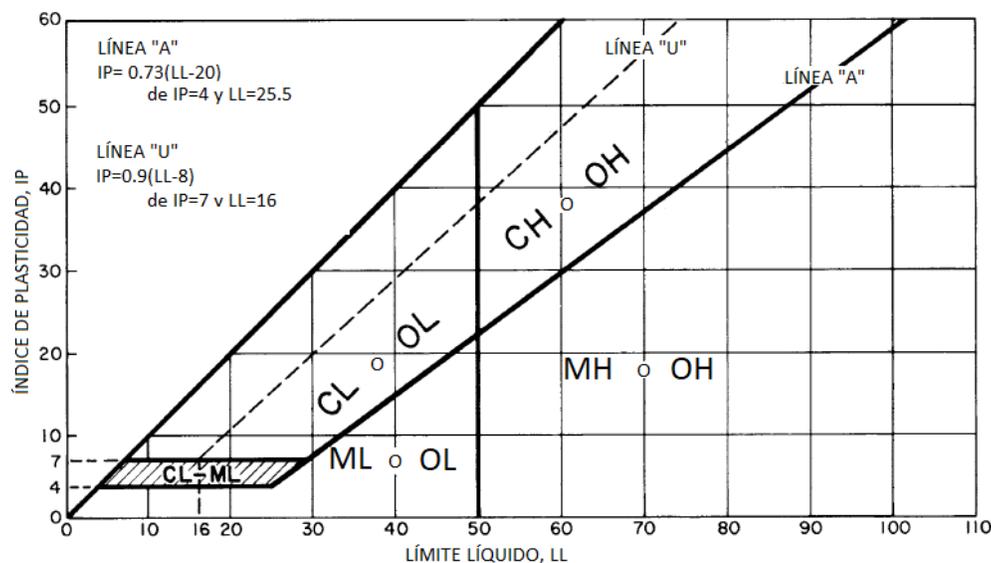


Figura 20. Carta de plasticidad para la clasificación de suelos finos mediante los límites de consistencia (modificada de ASTM D2487-17).

Determinar si un suelo fino es de alta o baja plasticidad resulta de gran importancia ingenieril. Significa qué tan capaz es el suelo de deformarse rápidamente sin que ocurra rebote elástico, variaciones volumétricas ni agrietamientos, lo que está relacionado con su compresibilidad y permeabilidad. El IL tiene una gran aplicación debido a que nos indica el grado de consolidación del suelo y presenta una relación directa con la resistencia al esfuerzo contante no drenado de arcillas, proporcionando una tendencia general de comportamiento de ésta (Crespo, 2004; Juárez & Rico, 2005).

3.2.3. Contenido de carbonatos

Esta es una prueba muy simple en la que, a las muestras de suelo de 1 g previamente secadas e introducidas en un gasómetro, se les agrega ácido clorhídrico (HCl) al 10% de concentración y se determina la presión de dióxido de carbono (CO_2) emanada de la reacción para estimar el porcentaje material soluble presente (ASTM D4373-14).

3.2.4. Gravedad específica (G_s)

La gravedad específica de los suelos es una relación entre el peso de las partículas del suelo con el peso del agua que ocuparían el mismo volumen.

Este parámetro se obtiene a partir de pruebas de laboratorio por medio del picnómetro (ASTM D854-14). Consiste en introducir una masa de suelo conocida en él, pesarlos y posteriormente agregar agua destilada hasta aproximadamente la mitad de su capacidad. Se mezcla, se retira el aire a través de calor o vacío y posteriormente se llena de agua destilada y se pesa.

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \gamma_w} \quad \text{ó} \quad G_s = \frac{M_s}{M_{pw} - (M_{pws} - M_s)} \dots \dots \dots \text{Ec. (16) y (17)}$$

Donde: W_s : peso de los sólidos

V_s : volumen de los sólidos

γ_w : peso volumétrico del agua. $\gamma_w=9.81\text{kN/m}^3$

M_s : masa del suelo

M_{pw} : masa del picnómetro sólo con agua.

M_{pws} : masa del picnómetro con agua y suelo

La gravedad específica de los suelos varía generalmente entre 2.7 y 2.8 y de no poder ser determinada experimentalmente, se utilizan tablas con valores correspondientes a suelos similares dentro del rango.

➤ Peso volumétrico sumergido (γ')

Este parámetro es utilizado para la creación del perfil de esfuerzos verticales efectivos en el suelo para el análisis de las cimentaciones y puede ser obtenido en campo a través la estimación del peso volumétrico de la muestra de suelo y restando el peso volumétrico del agua salada marina, o a partir de los valores obtenidos en laboratorio de la gravedad específica por medio de:

$$\gamma' = \gamma_w \left[\frac{G_s(1+w)}{1+wG_s} \right] - \gamma_{wsalada} \left[\frac{kN}{m^3} \right] \dots \dots \dots Ec. (18)$$

Donde: γ_w : peso volumétrico del agua. $\gamma_w=9.81kN/m^3$

$\gamma_{wsalada}$: peso volumétrico del agua salada $\gamma_{wsalada}=10kN/m^3$

w : contenido de humedad de la muestra.

3.2.5. Prueba de veleta miniatura (VM)

Las pruebas de veleta miniatura (VM) se llevan a cabo en muestras de suelos saturados finos predominantemente arcillosos de suaves a duros (ASTM D4648/D4648M – 16). Se trata de una versión a escala de la prueba de VST (vea sección 3.2.2) para determinar su resistencia al esfuerzo cortante no drenado (τ) y el residual.

Consiste en introducir en una muestra de suelo, una veleta formada por cuatro hojas rectangulares (con una relación largo-diámetro $H/D=2$ ó 1) dispuestas a 90° entre sí (Figura 21) y aplicarle un torque (T) a velocidad constante por medio de un sistema motorizado con resorte hasta que el suelo a su alrededor falle. La muestra de suelo debe ser intacta de una forma cilíndrica, con diámetro igual a $2D$ y altura $2H$. La prueba se realiza cuando la muestra aún se encuentra en el tubo muestreador.

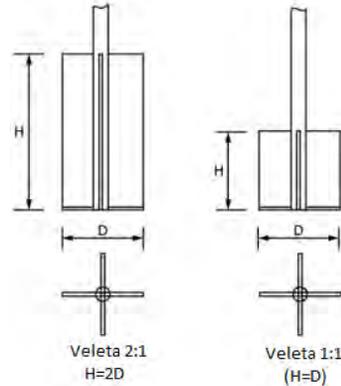


Figura 21. Veletas miniaturas utilizadas en la prueba. Sus diámetros pueden variar desde los 12.7mm a 25.4mm (ASTM D4648/D4648M – 16).

Una vez fallado el suelo, se registra el T_{max} aplicado y se calcula τ . Posteriormente, se procede a hacer girar rápidamente la veleta de 5 a 10 veces más para calcular la resistencia remodelada del suelo (τ_{res}) conforme al T_{res} . Las ecuaciones para calcular las resistencias son (ASTM D4648/D4648M – 16);

$$\tau = T_{max} * k [Pa] \quad y \quad \tau_{res} = T_{res} * k [Pa] \dots \dots \dots Ec. (19) \text{ y } (20)$$

Donde: k : constante relacionada a la forma de la veleta. $k = \frac{2 \cdot 10^9}{\pi D^2} \left[\frac{3H}{3H+D} \right]$

3.2.6. Compresión triaxial no consolidada, no drenada (UU)

Este ensayo se realiza sobre muestras inalteradas de suelos cohesivos saturados (principalmente arcillas) para determinar su relación esfuerzo-deformación, así como su resistencia al corte sin que ocurra drenaje ni consolidación. Es un complemento a la prueba de VST y VM (sec 3.2.2 y 3.3.5). Se aplica en situaciones en las que se considera que en sitio no ocurrirá drenaje o consolidación del suelo, debido a la rapidez con la que son aplicadas las cargas.

Se realiza en muestras de suelo inalteradas o remodeladas cilíndricas de diámetro mínimo de 3.3 cm y altura 2-2.5 veces el diámetro, las que son revestidas con una membrana impermeable y se les aplica confinamiento por medio de una cámara triaxial, hasta que la muestra falla a compresión. Las presiones de confinamiento son creadas por cámaras de presión hidrostática que ejercen esfuerzos principales laterales (σ_2 y σ_3), al mismo tiempo que un pistón somete al espécimen a un esfuerzo principal axial (σ_1) de forma controlada. En este ensayo, la presión de

confinamiento es homogénea a lo largo de la probeta cilíndrica, por lo que $\sigma_2 = \sigma_3$, mientras que σ_1 siempre va a corresponder al esfuerzo mayor (ASTM D2850 – 15).

Al final de la prueba se observa el modo de falla, la deformación vertical (ϵ) que presenta la muestra y el esfuerzo desviador (σ , diferencia entre el esfuerzo principal mayor y el menor). Con estos dos parámetros se construye el gráfico esfuerzo-deformación para poder observar características como la consolidación y, con los esfuerzos principales, se construye el círculo de Mohr para obtener la resistencia al corte no drenado (S_u) en el momento de la falla.

$$\epsilon = \frac{\Delta H}{H_0} \quad \sigma = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{P}{A} \text{ [kPa]} \dots \dots \dots \text{Ec. (21) y (22)}$$

$$\sigma_1 = \sigma + P_{cam} \text{ [kPa]} \quad \sigma_3 = P_{cam} \text{ [kPa]} \dots \dots \dots \text{Ec. (23) y (24)}$$

$$S_u = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ [kPa]} \dots \dots \dots \text{Ec. (25)}$$

Donde: ΔH : cambio de longitud de la probeta.

H_0 : longitud inicial de la probeta.

P : carga axial aplicada

A : área promedio de la sección transversal. $A = A_0 / (1 - \epsilon)$

σ : esfuerzo desviador a la hora de la falla.

P_{cam} : presión de la cámara hidrostática.

Los valores obtenidos de esta prueba son tomados con cierta discreción porque para la caracterización de las condiciones marinas suele presentar amplia variabilidad y los resultados suelen ser más conservadores hasta con reducciones del 40% (Mashhadifarahani & Paraguassu, 2015), debido a que las muestras ensayadas ya no se encuentran sometidas a las mismas condiciones que en sitio.

3.2.7. Torcómetro (TV) y Penetrómetro de bolsillo (PP)

Estas son dos pruebas operadas de forma manual que permiten leer de forma directa la resistencia al corte no drenado de los suelos cohesivos (S_u) de las muestras inalteradas obtenidas de los sondeos en la exploración costa afuera.

El torcómetro (*Torvane*) es un instrumento compuesto por un resorte de torsión conectado a un disco con veletas radiales en la parte inferior. Se opera presionando las veletas hasta introducirlas completamente en la muestra de suelo y, posteriormente, son rotadas a velocidad constante hasta que el suelo falle, indicando directamente la resistencia al corte por la rotación que realizó el resorte.

El penetrómetro de bolsillo (*Pocket Penetrometer*) es una varilla cilíndrica de punta plana, conectada a un resorte, que es introducida a la muestra de suelo de manera constante hasta una profundidad determinada, en donde la compresión que sufrió el resorte del dispositivo indica la resistencia a la compresión del suelo, valor que al dividirlo entre dos significa la resistencia al corte no drenado del suelo.

3.2.8. Pruebas de consolidación por deformación constante (CRS)

La prueba *Constant Rate Strain* se realiza en muestras de suelo inalteradas de suelos cohesivos saturados, con el fin de determinar su comportamiento de consolidación y drenaje al ser sometidos a una carga axial compresiva que provoca una deformación constante axial (Juárez & Rico, 2005).

Se trata de una muestra cilíndrica de suelo, colocada dentro de un anillo metálico y entre dos fronteras porosas en las bases, a la que se le aplica una carga axial generando una deformación axial controlada ocasionada por el drenaje permitido a través de una frontera, generalmente la superior. Por la superficie contraria a la que se permite el drenaje, es medida la presión de fluido (ASTM 4186/D4186M-12).

En la prueba se obtienen las deformaciones axiales (ϵ_{an}) y los esfuerzos axiales efectivos (σ'_a) en un ciclo de carga y descarga de la muestra. Los datos anteriores se grafican para observar la curva de consolidación del suelo, en la que se pueden observar tres comportamientos: i) Zona A de recompresión en la que se deforma el suelo bajo cargas a las que ya ha sido expuesto anteriormente, ii) Zona B o virgen que muestra la reacción ante cargas a las que no ha sido sometido en el pasado y iii) Zona C de descarga (Juárez & Rico, 2005).

Con la curva anterior, se busca interpretar su presión de preconsolidación (σ'_{vm}), que corresponde al punto de inflexión entre la Zona A y B. A partir de los resultados de CPTu también se puede obtener un perfil aproximado del esfuerzo vertical anterior máximo (σ'_{vm}) empleando la expresión:

$$\sigma'_{vm} = 0.33 * q_{net} [kPa] \dots \dots \dots Ec. (26)$$

Además, se pueden obtener la variación del coeficiente de consolidación (C_{vn}), la conductividad hidráulica (k_n), y la relación de exceso de presión de poro (R_u) para cada incremento utilizando los esfuerzos efectivos verticales promedio entre ellos ($\sigma'_{v,avg}$).

$$\sigma_{an} = \frac{f_{an}}{A} [kPa] \quad \sigma'_{an} = \sigma_{an} - \frac{2}{3} * \Delta u_{mn} [kPa] \dots \dots \dots Ec. (27) \text{ y } (28)$$

$$\varepsilon_{an} = \frac{H_0 - H_n}{H_0} * 100 \quad \Delta u_m = u_{mn} - \sigma_{cn} [kPa] \dots \dots \dots Ec. (29) \text{ y } (30)$$

$$C_{vn} = \frac{k_n}{m_{vn} \gamma_w} \left[\frac{m^2}{s} \right] \quad k_n = \frac{\dot{\varepsilon}_n H_n H_0 \gamma_w}{2 \Delta u_{mn}} \left[\frac{m}{s} \right] \dots \dots \dots Ec. (31) \text{ y } (32)$$

$$R_u = \frac{\Delta u_{mn}}{\sigma_{an}} \dots \dots \dots Ec. (33)$$

Donde: ε_{an} : deformación axial a cierto tiempo n .

H_0 : altura inicial de la muestra.

H_n : altura de la muestra en cierto tiempo n .

σ_{an} : esfuerzo axial total

f_{an} : fuerza neta aplicada durante n .

A : área de la base de la muestra.

σ'_{an} : esfuerzo axial efectivo promedio.

Δu_{mn} : exceso de presión de poro a la base en n .

m_{vn} : compresibilidad de volumen entre incrementos. $m_{vn} = \frac{\varepsilon_{n+1} - \varepsilon_{n-1}}{\sigma'_{an+1} - \sigma'_{an-1}}$

γ_w : peso específico del agua. $\gamma_w = 9.81 \text{ kN/m}^3$

$\dot{\varepsilon}_n$: tasa de deformación entre incrementos. $\dot{\varepsilon}_n = \frac{\Delta H_{n+1} - \Delta H_{n-1}}{H_0} * \frac{1}{t_{n+1} - t_{n-1}}$

3.3. Interpretación de las pruebas de caracterización

Con las pruebas implementadas anteriormente se obtienen propiedades de los suelos que, debe reconocerse, presentan dispersión inherente a su ejecución, situación y origen de los materiales. Es necesario entonces siempre realizar una revisión profunda que permita seleccionar valores y generar perfiles con criterio ingenieril sólido y que sostenga los valores de parámetros que serán empleados en los análisis de cimentación.

Tal es el caso de la resistencia al corte no drenado (S_u) obtenida del CPTu, VST, VM, UU, del torcómetro y del penetrómetro. El valor de resistencia final debe ser correctamente estimado pues tiene total influencia en la predicción de la penetración de las *spudcan* de las plataformas autoelevables. Otro ejemplo es el del peso volumétrico sumergido, la definición del perfil más acertado se convierte en un ir y venir entre valores medidos y los calculados teóricamente hasta que se cumple con criterios de paro.

Esta etapa de integración y post-análisis de los datos geotécnicos es la base de un buen diseño en las cimentaciones. Así, deben ser cuidadosamente seleccionados y delimitados los estratos junto con sus propiedades geotécnicas correspondientes.

4. DISEÑO DE CIMENTACIONES

Como parte de los estudios para la cimentación de plataformas autoelevables es necesario estimar la profundidad de penetración esperada de las piernas, así como la distribución de cargas que se generarán desde la estructura hacia el subsuelo a partir de la cimentación de las *spudcan*. Para esto, son necesarios los parámetros de los suelos emanados de la caracterización geotécnica, entre los que se encuentran la resistencia al corte no drenado (S_u), el peso volumétrico sumergido (γ') y el ángulo de fricción interna (ϕ), necesarios para establecer el diseño óptimo para la instalación.

La cimentación de las plataformas autoelevables consiste en incrementar la carga en las piernas, de modo que la *spudcan* vaya penetrando en el fondo marino hasta que la capacidad de carga del suelo sea igual o mayor a la carga aplicada. Durante todo este proceso, el suelo por el que se va insertando, falla y es desplazado (Menzies & Roper, 2008).

La importancia de este proceso de diseño (Figura 22) radica en que debe ser evaluado el comportamiento carga-penetración buscando identificar los posibles riesgos y evadirlos, lo que se logra con la utilización de métodos de cálculo de capacidad de carga y pruebas de precarga antes de la instalación final.



Figura 22. Proceso seguido durante la etapa de diseño para la cimentación de las plataformas marinas autoelevables.

4.1. Cálculo de capacidad de carga de la *spudcan*

Tomando en cuenta las propiedades de los suelos, así como la geometría de la *spudcan* se busca determinar la penetración estimada considerando la carga operativa y máxima de la plataforma. A partir de diversos métodos, se calcula la capacidad de carga y se obtienen curvas de penetración (Figura 23) mostrando la interacción suelo-*spudcan* al ocurrir incrementos en penetración debidos a incrementos de carga, que permiten estimar la profundidad de penetración en el fondo marino.

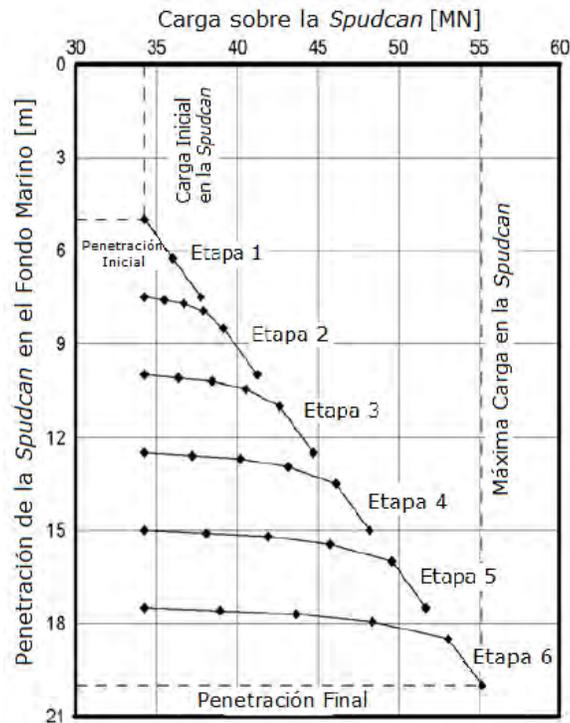


Figura 23. Curva de penetración idealizada de la *spudcan* (modificada de Menzies & Roper, 2008).

Las curvas de capacidad de carga tienden a mostrar diferentes comportamientos dependiendo de la estratificación del suelo debido a que los mecanismos de falla del suelo difieren a diferentes profundidades. Se pueden observar picos de resistencia claramente cuando se alcanzan estratos de arena densas en los que se muestran valores máximos de resistencia al corte que después se atenúan hasta alcanzar los valores residuales. También llegan a observarse estos picos en las interfaces entre arenas-arcillas (Qiu & Grabe, 2012).

4.1.1. Geometría de la *spudcan*

En la realización del modelo del comportamiento del suelo ante la penetración de las *spudcan* son utilizadas proyecciones circulares con diámetros equivalentes a su forma real, cuya finalidad es simplificar el proceso y obtener los resultados más aproximados.

En general, las expresiones numéricas para el diseño de las cimentaciones requieren del diámetro equivalente de la *spudcan* (B), el área de su sección transversal mayor (A) y su volumen (V). La geometría de la *spudcan* juega un papel fundamental en el modelado y en la instalación de las plataformas. Aquellos casos en que presentan geometrías irregulares muestran un menor ajuste entre los valores de penetración estimados y los reales. Además, cambios en las dimensiones o la forma alteran la penetración y la falla del suelo. Por ejemplo, un aumento en el diámetro (B) genera un incremento en la resistencia en la penetración. La altura de la punta de la zapata también afecta la eficiencia de la capacidad de carga, donde puntas más achatadas y de mayor área tienden a desplazar menor cantidad de suelo (Menzies & Roper, 2008; Cruz et al., 2012).

4.1.2. Métodos de cálculo

Existen diversos métodos de cálculo para estimar la capacidad de carga de las *spudcan*, sin embargo todos están acotados en el marco teórico publicado por la SNAME (*Society of Naval Architect and Marine Engineers*). Los métodos más recientes, y por esto más usados, son el propuesto en la ISO 19905-1 (2012), el de la SNAME (2008), Houlsby & Martin (2003) y Hossain et al, (2006). Sin embargo, se continúan empleando de manera internacional los postulados anteriormente por Skempton (1951) y Hansen (1970).

➤ Skempton (1951)

Este método es empleado en perfiles de arcillas en el que la resistencia al esfuerzo cortante se incrementa gradualmente con la profundidad. Parte de la ecuación de capacidad de carga de Skempton fue ajustada para poder aplicarse a la cimentación de plataformas autoelevables.

$$Q = \left[5.14 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} \right) \left(1 + 0.2 \frac{D}{B} \right) S_{uavg} + \gamma_H' H \right] A + \gamma' V \quad [MN] \dots \dots \dots Ec. (34)$$

Donde: D : profundidad de la máxima sección transversal de la *spudcan*.

A : área de la sección transversal máxima de la *spudcan*.

B : diámetro equivalente de la *spudcan*.

L : longitud menor de la *spudcan*.

H : profundidad de la cavidad de la *spudcan* desde el fondo marino.

S_{uavg} : resistencia al esfuerzo cortante del suelo a una distancia de $B/2$ de la máxima sección transversal de la *spudcan*.

γ_H' : peso volumétrico sumergido promedio del suelo del fondo marino a la cavidad dejada por la *spudcan*.

γ' : peso volumétrico sumergido promedio del suelo desplazado por la *spudcan*.

V : volumen de la *spudcan*.

Una restricción de este método es que es utilizable únicamente si tiene una relación penetración-diámetro de *spudcan* de $D/B \leq 2.5$.

➤ Hansen (1970)

Al igual que el método anterior es aplicado a arcillas. Se considera que este método es el que presenta mejores resultados en cuanto a las penetraciones estimadas y las reales para ese tipo de perfiles (Menzies & Roper, 2008).

$$Q = \left[5.14 \left(1 + 0.2 \frac{B}{L} + 0.4 \tan^{-1} \frac{D}{B} \right) S_{uavg} + \gamma_H' H \right] A + \gamma' V \quad [MN] \dots \dots \dots Ec. (35)$$

Donde: S_{uavg} : resistencia al esfuerzo cortante del suelo a una distancia de $B/4$ de la máxima sección trasversal de la *spudcan*.

➤ Terzaghi (1943)

Se utiliza en perfiles estratigráficos que contienen mayormente arenas

$$Q = [\gamma_1' D (N_q - 1) + 0.3 \gamma_2' B N_\gamma] A + \gamma' V \quad [MN] \dots \dots \dots Ec. (36)$$

Donde: γ_1' : peso volumétrico sumergido promedio del suelo por arriba de A .

γ_2' : peso volumétrico sumergido promedio del suelo por debajo de A .

γ' : peso volumétrico sumergido promedio del suelo desplazado por la *spudcan*.

N_q y N_γ : factores de capacidad de carga que están en función del ángulo de fricción interna del suelo. $N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$ y $N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \phi$

➤ Houlsby & Martin (2003)

Aplicable a arcillas que aumentan linealmente su resistencia con la profundidad.

$$Q = [N_{co}s_{uo} + \gamma_H' H]A + \gamma' V \quad [MN] \dots \dots \dots Ec. (37)$$

Donde: s_{uo} : resistencia al corte a la profundidad del área transversal máxima.

N_{co} : factor de capacidad de carga que depende de la rugosidad de la *spudcan* (α), del ángulo de su punta (β) y el ritmo de incremento de la resistencia a profundidad (ρ). $N_{co} = N_{co\alpha} + \frac{\alpha}{\tan \frac{\beta}{2}} \left[1 + \frac{B\rho}{6s_{uo} \tan \frac{\beta}{2}} \right]$

$$N_{co\alpha} = \left(N_1 + N_2 \frac{B\rho}{s_{uo}} \right) \left[1 + (0.212\alpha - 0.097\alpha^2) \left(1 - 0.53 \frac{D}{B+D} \right) \right]$$

$$N_1 = 5.69 \left(1 - 0.21 \cos \frac{\beta}{2} \right) \left(1 + \frac{D}{B} \right)^{0.34}$$

$$N_2 = 0.5 + 0.36 \left(\frac{1}{\tan \frac{\beta}{2}} \right)^{1.5} - 0.4 \left(\frac{D}{B} \right)^2$$

➤ Hossain et al. (2006)

También aplicable a arcillas que aumentan de resistencia con la profundidad. Se aplica para profundidades someras. Este método toma en cuenta el efecto que produce el suelo si colapsa y rellena la cavidad de la *spudcan* incrementando la profundidad de penetración.

$$Q = [N_{co}s_{uo} + \gamma_H' H_{cr}]A + \gamma' V \quad [MN] \dots \dots \dots Ec. (38)$$

Donde: N_{co} : factor de capacidad de carga determinado por medio de tablas. Si se supera la profundidad crítica de la cavidad de la *spudcan* (H_{cr}) a la que permanece estable y constante: $N_{co} = N_{cd}$.

$$N_{cd} = 10 \left(1 + 0.75 \frac{D}{B} \right) \text{ para } \frac{H}{D} < \frac{D}{B} \leq 2; \text{ o } N_{cd} = 11.5 \text{ para } \frac{D}{B} > 2$$

➤ SNAME (2008)

Combina los propuestos por Skempton y Hansen, aplicable igualmente a arcillas.

$$Q = (s_u N_c s_c d_c + p'_0) A + \gamma' V \quad [MN] \dots \dots \dots Ec. (39)$$

Donde: s_u : resistencia al esfuerzo cortante a una distancia $B/2$ de la máxima sección transversal de la *spudcan*.

$$N_c = 5.14$$

$$s_c = 1 + (N_q / N_c)(B/L)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2(45 + \phi/2)$$

$$d_c = 1 + 0.4(D/B) \text{ para } (D/B \leq 1) \quad \text{o} \quad d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1}(D/B) \text{ para } (D/B > 1)$$

p'_0 : presión efectiva de carga vertical

Algunas consideraciones generales que se aplican a los métodos anteriormente descritos tratan la suposición de que la *spudcan* es de forma circular ($B/L=1$) y que la cavidad que ésta genera mientras penetra es rellenada por el suelo desplazado ($\gamma_H H=0$). Asumiendo estas dos condiciones, algunas de las expresiones anteriores se simplifican y esto facilita el análisis.

Realizando una comparación de casos en los que se cuenta con la penetración estimada y la penetración real a la hora de la instalación de las plataformas, se ha visto que el método de la SNAME arroja mejores resultados de predicción de comportamiento, mientras que el propuesto por Hossain tiende a proporcionar penetraciones menores que la reales; por el contrario Houslyby y Martin generan penetraciones mucho mayores que las reales (Menzies & Roper, 2008).

4.2. Pruebas de precarga

Las pruebas de precarga tienen como finalidad mostrar el comportamiento real de la penetración en el fondo marino de las *spudcan* al aplicar carga sobre las piernas de la plataforma, asegurando que exista la suficiente capacidad de carga para soportar la estructura incluso en condiciones extremas y que no exista penetración adicional (Gao et al., 2015).

Son realizadas en etapas y consisten en utilizar valores de carga variables, obtenidas del bombeo de agua en tanque de lastre del casco de la plataforma, para monitorear el comportamiento suelo-*spudcan* al introducirlas al fondo marino (Menzies & Roper, 2008). Con el fin de optimizar recursos, es utilizada una pierna individual y se debe proporcionar el suficiente tiempo después de la aplicación de la carga, hasta que hayan cesado los asentamientos, para garantizar que la penetración haya cesado y se ha consolidado (API, 2006). En el caso del Golfo de México, se manejan típicamente una a dos horas de espera, exceptuando los casos para los que existe el riesgo de penetración súbita, en los cuales el tiempo de espera debe de ser mayor (SNAME, 2008).

Con este tipo de pruebas es posible determinar potenciales riesgos no identificados previamente de penetración súbita o hundimientos diferenciales que podrían derivar en un daño o pérdida de la plataforma a la hora de la instalación final.

4.3. Riesgos en las cimentaciones

Durante la disposición de las plataformas autoelevables existen peligros que deben de ser advertidos y evaluados con tal de que la cimentación se realice de una manera segura. La penetración súbita es la falla de instalación más frecuente, seguida por afectaciones que pueden ocasionar huellas en el subsuelo dejadas por plataformas colocadas anteriormente. Además de éstos, existen otros riesgos susceptibles a ocurrir en etapas posteriores al desplante, como la socavación o problemas durante la extracción de las *spudcan* del subsuelo. Todas estas dificultades pueden llegar a significar una enorme baja económica generada por la pérdida o daños a la plataforma, e incluso a alguna adyacente, de modo que se necesita tener bien identificadas las condiciones en sitio que podrían originarlas.

El tipo de secuencia sedimentaria que se tiene en el subsuelo marino influye directamente con los diferentes riesgos de penetración, por lo que es necesaria una buena delimitación estratigráfica en las etapas de caracterización geotécnica.

4.3.1. Penetración súbita

La falla de penetración súbita o *punch-through failure* se refiere a un aumento incontrolado de velocidad en la penetración de las *spudcan* en el suelo marino. Este riesgo en la cimentación está relacionado con un cambio en la estratigrafía del suelo que a su vez representa un cambio de su capacidad de carga, pasando de un estrato

con mayor a otro con menor capacidad de carga (Kellezi & Stromann, 2009; Qiu & Grabe, 2012).

La falla de penetración súbita se presenta en perfiles con suelos gruesos, como arenas densas a medianamente densas en capas delgadas o hasta arenas sueltas con grandes espesores, sobreyaciendo capas de arcilla (Figura 24a y 24b). Otro escenario puede ser cuando se presenta una alternancia de arcillas altamente consolidadas sobre arcillas blandas (Figura 24c) (Gao et al., 2015).

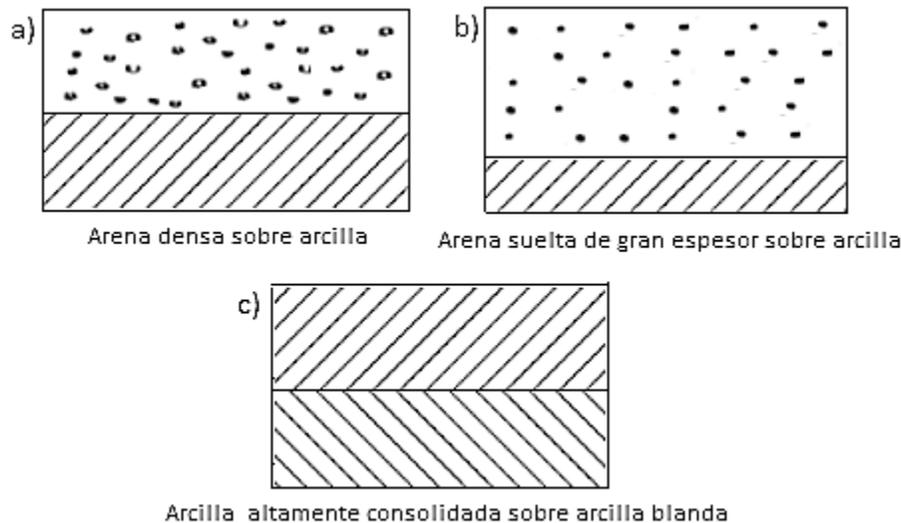


Figura 24. Casos en los que podría ocurrir la penetración súbita

Para estos casos la SNAME recomienda evaluar el riesgo si se presentan estas alternancias mediante los siguientes dos criterios:

- Arcillas rígidas sobre arcillas blandas

$$Q = A \left(3 \frac{H}{B} c_{u,t} + N_c s_c c_{u,b} \right) \leq AN_c s_c c_{u,t} \dots \dots \dots Ec. (40)$$

Donde: H : distancia desde A hasta el estrato de arcilla débil.

$c_{u,t}$: resistencia al corte del estrato resistente de arcilla.

$c_{u,b}$: resistencia al corte del estrato débil de arcilla.

➤ Arena sobre arcilla blanda

$$Q = Q_{v,b} - AH\gamma'_1 - AI\gamma'_2 + 2\frac{H}{B}(H\gamma'_1 + 2p'_0)K_s \tan\phi A \dots \dots \dots Ec. (41)$$

Donde: I : altura de la columna de suelo arriba de la zapata.

γ'_1 : peso volumétrico sumergido del estrato de arena.

γ'_2 : peso volumétrico sumergido promedio del suelo por arriba de la *spudcan*.

p'_0 : presión vertical efectiva a la profundidad D por encima de A .

$Q_{v,b}$: capacidad de carga última asumiendo que la *spudcan* se encuentra en la superficie del estrato de arcilla débil, sin considerar el flujo de suelo.

K_s : coeficiente de punzonamiento. $K_s \tan\phi \approx 3c_u/B\gamma'$

4.3.2. Huellas previas

Las plataformas autoelevables tienen una gran movilidad en las operaciones costa afuera, pasan de un lugar a otro, no sin antes dejar en el suelo marino una marca donde se cimentaron. Estas huellas o *spudcan-footprints* son un potencial problema a la hora de reinstalaciones posteriores que pueden llegar a provocar la inviabilidad del sitio, la separación de las piernas de las plataformas o hasta su colapso (Hossain et al., 2017).

Es muy importante tener estudiada la geometría de la huella, la profundidad y principalmente el tipo de suelo, ya que aquellos con mayor dureza y consolidación pueden generar marcas más hondas y generar mayores dificultades. Se ha considerado que cuando la distancia entre el centro de la huella y la cimentación va más allá de un diámetro de *spudcan* (B), el efecto puede ser despreciado (Hossain et al., 2017) pero cuando este no es el caso, se presentan desplazamientos horizontales durante la primera etapa de penetración, actúan fuerzas horizontales en la base de la *spudcan*, así como momentos de flexión debidos a cargas inclinadas y excéntricas.

Las medidas a implementar cuando existen estas huellas en el suelo marino son la inyección de agua simultáneamente a la precarga, realizar perforaciones previas en plantillas concéntricas a la *spudcan* o apisonar el suelo antes de la instalación. Estas actividades tienen como fin el reducir las fuerzas horizontales, el momento máximo, así como disminuir las distancias de desplazamiento. También se ha estudiado el efecto que tiene la geometría de la *spudcan* y se ha observado que aquellas que

presentan ranuras permiten el movimiento del suelo a través de ellas disminuyendo considerablemente los desplazamientos y el momento, por lo que su uso es recomendado para este tipo de situaciones (Hossain et al. 2017).

4.3.3. Socavación

La socavación es posterior a la instalación de las plataformas y tiene que ver con la interacción del suelo, el oleaje y las corrientes marinas en los alrededores de la estructura, ocasionando una pérdida de sedimentos y un potencial problema para las piernas de las plataformas autoelevables.

La pérdida de sedimentos significa a la vez una pérdida en el área de apoyo de la *spudcan* y una reducción de la capacidad de carga, lo que provoca asentamiento y mayor penetración en el fondo marino hasta encontrar la capacidad de carga que soporte la estructura.

Este problema ocurre generalmente cuando se tienen suelos arenosos y corrientes marinas de altas velocidades que favorecen la licuación de suelos (Mashhadifarahani & Paraguassu, 2015)

4.3.4. Extracción

Se considera que la profundidad de instalación de las piernas de las plataformas es hasta una distancia equivalente de 3 diámetros de *spudcan* (Li et al., 2017). Cualquier penetración superior a esa profundidad podría presentar problemas a la hora de su extracción.

4.4. Caso de Aplicación

Se realizaron las campañas de exploración geofísica y caracterización geotécnica para determinar la factibilidad de cimentación de plataformas para la explotación de hidrocarburos en el “Sitio A”, en un área de 3000 x 2875 m, ubicada en la región del Golfo de México, frente a las costas de Campeche.

Se realizaron los sondeos geofísicos explicados anteriormente, cuyos resultados se muestran en el Anexo A y pruebas de caracterización geotécnica donde los resultados de las pruebas se encuentran en el Anexo B.

4.4.1. Geofísica

A partir de la ecosonda se determinó que la profundidad del fondo marino del sitio va desde los 82 m en la zona SSE a 98 m al SSW y la topografía predominante es plana y suave, a excepción de zonas arrecifales en donde se muestra accidentada con diferencias de altura de hasta 9m (Anexo A1).

Por medio del sonar de barrido lateral se interpreta la trayectoria NW-SE que siguen tres tuberías expuesta sobre el fondo marino, así como una enterrada cuya profundidad de sepultamiento varía desde los 0.7 a los 1.3 m (identificada por el perfilador somero) con una orientación que, del sector NE se curva hacia el SW. De igual manera se identifican zonas de huellas previas de *spudcan* hacia el E con diámetros de 20 a 25 m. Se infiere que los sedimentos no varían superficialmente, más que en las zonas arrecifales y sus contornos (Anexo A2).

Se corrieron dos perfiladores someros identificando los primeros 250 m de columna sedimentaria aproximadamente. La Línea 1 con dirección SW-NE muestra una capa superficial de arcilla, un estrato inferior de arena y por debajo otro depósito de arcilla (Anexo A3). Mientras que la Línea 2, orientada SE-NW, permite observar además dos fallas normales con rumbos SSW-NNE y echado hacia el WNW (Anexo A4). Simultáneamente, sobre las mismas trayectorias, se corrieron perfiladores profundos que abarcan hasta los 1000 m aproximadamente permitiendo caracterizar estratos inferiores de limos y arcillas intercalados con estratos de arena, además de cuatro fallas normales inactivas más profundas (Anexos A5 y A6).

Considerando la información anterior, el lugar propuesto para la instalación de una plataforma en el Sitio A, no presenta riesgos ya que las zonas arrecifales se encuentran al N y E respecto al Sitio A. La falla que se encuentra hacia el E, se expone hasta la superficie marina y por esto está posiblemente activa, mientras que hacia el W se encuentran sepultadas y por esto consideradas inactivas (Anexo A7). Estas características, sin embargo, deben de ser tomadas seriamente en cuenta y realizar un nuevo análisis de riesgo en dado caso de que cambie el sitio de ubicación de la plataforma (Figura 25).

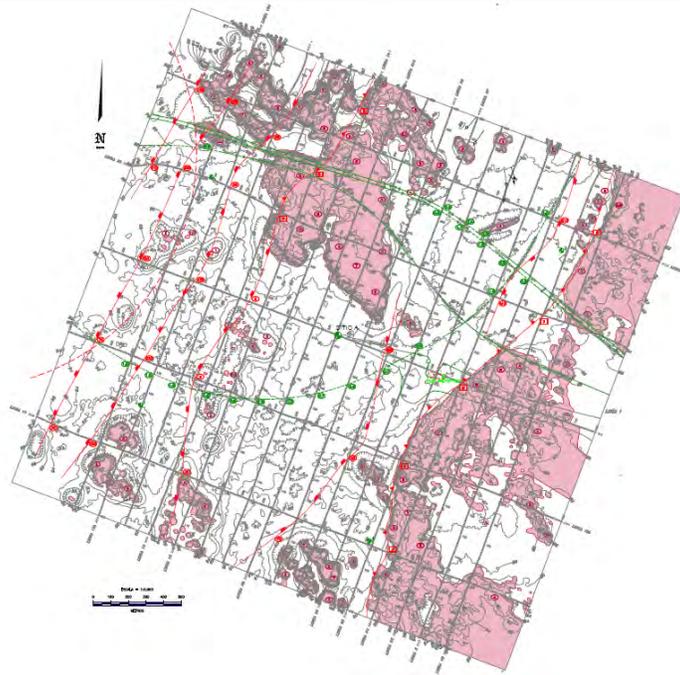


Figura 25. Plano de riesgos y zonificación geofísica superficial de la zona de estudio, Bahía de Campeche, México (presente también en Anexo A7). En rosa se presentan las zonas arrecifales de riesgo, las líneas rojas representan las trazas de las fallas.

4.4.2. Geología-Geotecnia

Fueron tomadas 4 muestras de suelo en los extremos NE, SE, SW y NW del área de estudio. En la zona central, en el Sitio A, se realizó un sondeo tomando muestras a intervalos desde la superficie del fondo marino hasta los 125.6 m de profundidad, dos VST a 0.6 y 1.2m respectivamente, así como un CPTu desde los 3.7m hasta 128m (Figura 26). Los resultados de estas pruebas permitieron determinar la estratigrafía correspondiente del suelo marino, correlacionar los resultados a lo largo del área de estudio tomando en cuenta los sondeos geofísicos y determinar el comportamiento ingenieril de los suelos presentes para realizar el diseño de la cimentación de la plataforma autoelevable.

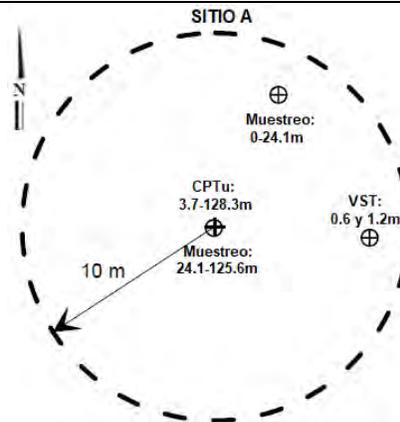


Figura 26. Sondeos geotécnicos implementados en el Sitio A. El centro indica el lugar de posible instalación de la plataforma marina.

Por medio de los muestreos realizados y el CPTu, se determinó que el Sitio A tiene una estratigrafía (Anexo B1 y B2) conformada por: i) arcilla muy blanda a blanda, ii) arena fina calcárea suelta a medio compacta, iii) arcilla calcárea media a muy firme, iv) arcilla arenosa calcárea muy firme, v) arcilla calcárea muy firme a dura, vi) lodo carbonatado arcilloso arenoso intercalado con arena fina arcillosa carbonatada ligeramente cementada, vii) arcilla carbonatada dura a muy dura.

4.4.3. Diseño de cimentación

En las inmediaciones del sitio de investigación no se presentan factores de riesgo topográfico, geológico, estructural ni relacionado con infraestructura antigua que ponga en riesgo la cimentación de una plataforma autoelevable.

De todas las pruebas geotécnicas ejecutadas cuyos resultados finales se muestran en el Anexo B3-B5, se interpreta el perfil a profundidad del peso volumétrico sumergido (γ') (Figura 28), así como el de resistencia al corte (S_u) en el Sitio A (Figura 29).

Con los perfiles anteriores, se muestran en la Tabla 3 los valores de los parámetros de los suelos empleados para el cálculo de la capacidad de carga en la cimentación de la plataforma autoelevable.

Tabla 3. Parámetros de resistencia de los suelos en el Sitio A, utilizados para el diseño de la cimentación de una plataforma autoelevable.

Estrato	Capa	Descripción	Profundidad [m]	γ' [kN/m ³]	S _u [kPa]	ϕ
I	1	Arcilla	0.00	3.93	2.4	
			2.29	4.40	3.8	
II	2	Arena carbonatada con arcilla	2.29	7.54	14.4	20
			3.96	8.48	19.8	20
	3.96		9.43	19.8	25	
	6.71		9.43	28.7	25	
III	4	Arcilla	6.71	6.28	28.7	
			12.19	6.28	62.2	
			12.19	7.85	62.2	
	18.29		7.85	95.8		
	18.29		7.85	95.8		
	24.08		7.85	95.8		
	24.08		7.07	81.4		
	36.58		7.07	100.8		
	36.58		7.07	100.8		
	54.86		7.07	129.3		
IV	7	Arcilla	54.86	7.85	129.3	
			61.26	7.85	129.3	
V	8	Arcilla	61.26	7.38	167.6	
			73.15	7.38	167.6	
			73.15	7.38	167.6	
			79.25	8.05	167.6	
	79.25		8.05	167.6		
	87.48		8.95	191.5		
VI	10	Arena con arcilla	87.48	8.48	287.3	30
			103.63	8.48	287.3	30
			103.63	8.95	287.3	30
			112.47	8.95	287.3	30
VII	15	Arcilla	112.47	8.33	277.7	
			128.32	8.33	277.7	

Además de los parámetros de los suelos son necesarios los datos geométricos de la *spudcan*. En este caso fue empleado el diseño de plataforma “Marathon Le Tourneau Clase 82-SDC” que corresponde a una con actividad en el Golfo de México, cuya geometría de *spudcan* se muestra en la Figura 27 y los parámetros de diseño se sintetizan en la Tabla 4.

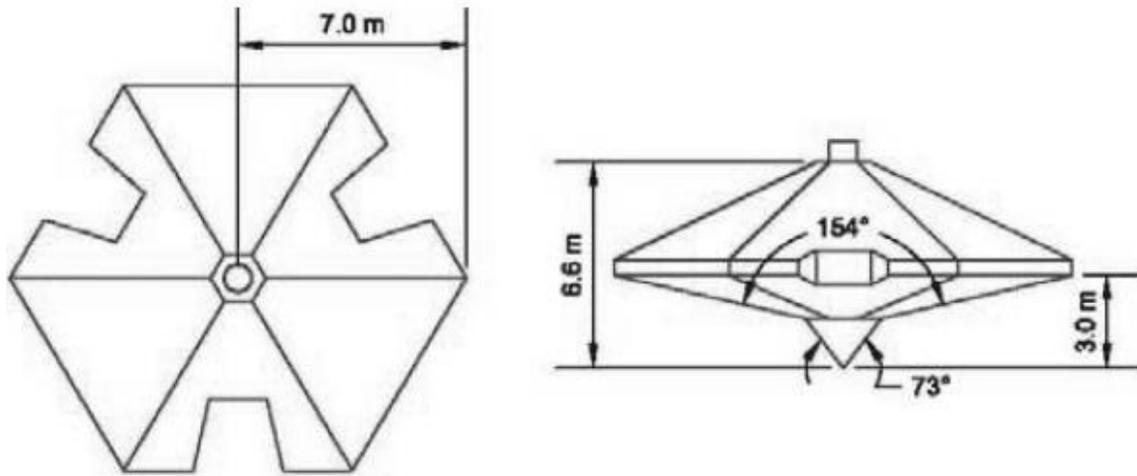


Figura 27. Geometría de la spudcan Diseño Marathon LeTourneau Clase 82-SDC

Tabla 4. Parámetros geométricos de la spudcan utilizados para la cimentación.

Diseño Marathon LeTourneau Clase 82-SDC					
Diámetro [m]	Área máxima [m ²]	Volumen [m ³]	Altura [m]	Distancia Punta-Base [m]	Precarga máxima por pierna [MN]
12.2	113.8	254.8	6.6	3	311.2

Para el cálculo de capacidad de carga se utilizó la Ec. (39) sugerida por SNAME (2008). En ella se evaluaron los puntos de la columna estratigráfica donde se presenta un cambio en el perfil de resistencia al corte.

En el análisis, fueron evaluados la cima y base para cada capa presente. El estrato I es considerado como una capa. Para el estrato II, se subdividió en dos capas con diferentes ángulos de fricción y para las cuáles de igual manera se evalúan la cima y base. El estrato III fue dividido en tres, presentado tres diferentes comportamientos de resistencia al corte, el primero y último tramo incrementa la resistencia al corte de forma lineal a profundidad, mientras que el tramo central tiene una resistencia uniforme. Para el estrato IV que también tiene una resistencia al corte uniforme, fueron evaluados la cima y la base. En el caso del Estrato V se presenta una tendencia de la resistencia al corte uniforme que cambia a lineal, por lo que subdividió en dos capas. En el caso del estrato VI y VII, se tiene una capa respectivamente, con comportamientos de resistencia al corte que son uniformes a profundidad. Figura 29.

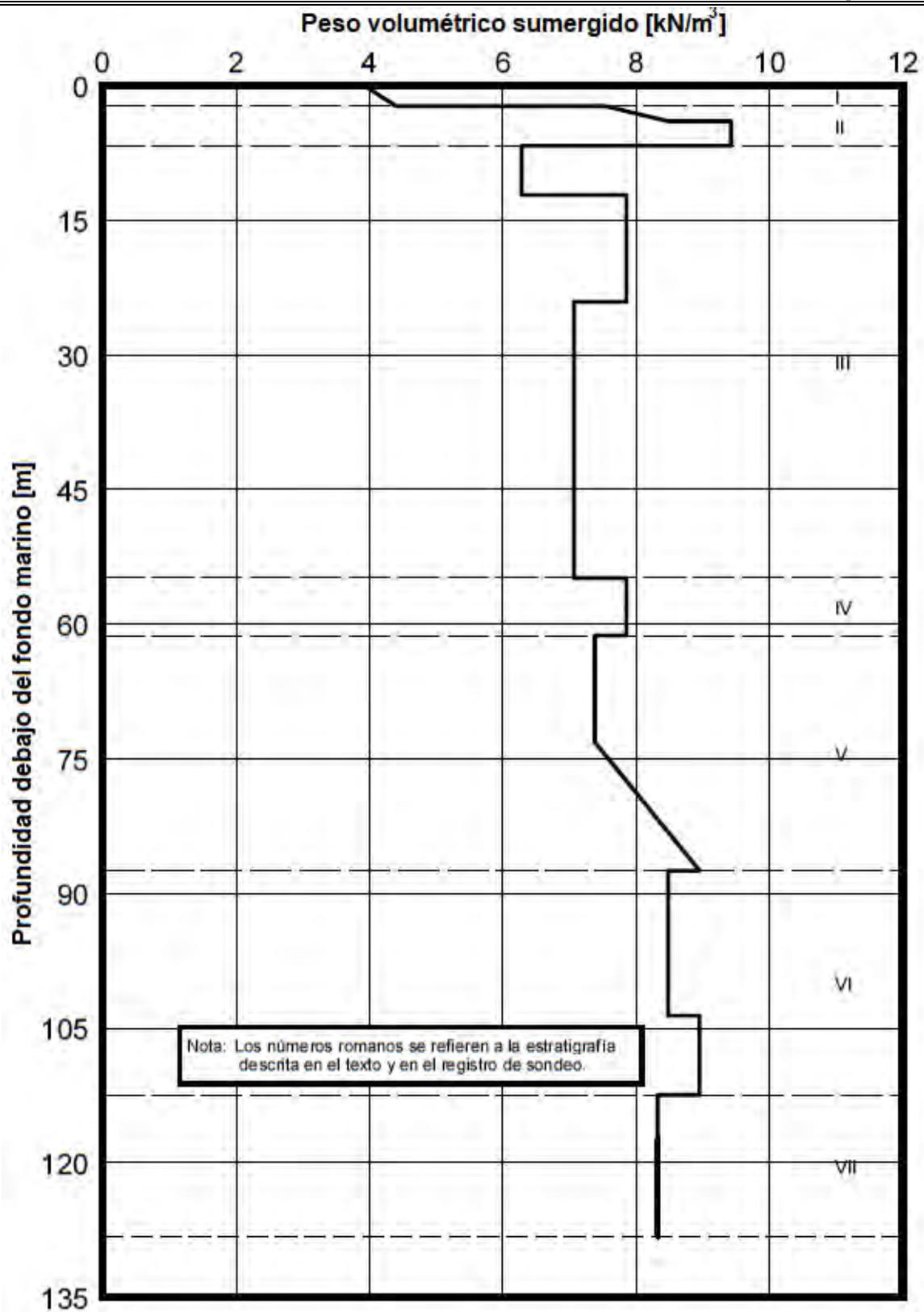


Figura 28. Perfil interpretado a profundidad del peso volumétrico sumergido de diseño de cimentación en el Sitio A.

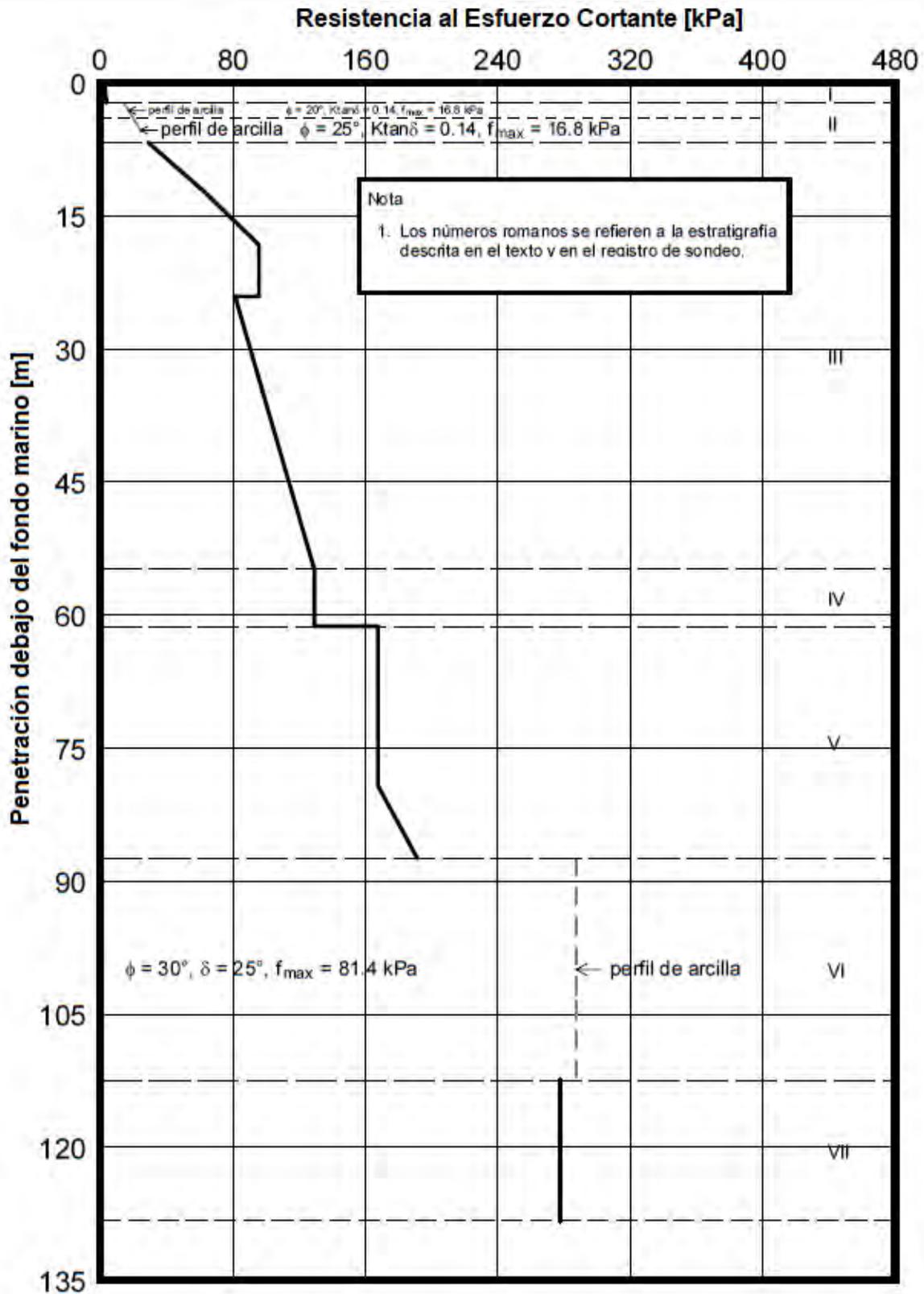


Figura 29. Perfil interpretado a profundidad de los parámetros de resistencia de diseño de cimentación en el Sitio A.

4.4.4. Resultados

De acuerdo con la determinación de la capacidad de carga, a partir de las caracterizaciones geofísica y geotécnica, se establece que el Sitio A no presenta riesgos geológicos para la instalación de una plataforma autoelevable.

Las propiedades índice, mecánicas e hidráulicas de los suelos de la columna estratigráfica, referidas a través de selección cualitativa y cuantitativa de patrones y geometrías, generan curvas apropiadas para la colocación de las piernas.

La cimentación de la plataforma autoelevable deberá colocarse a una profundidad estimada de 21 m al considerar la precarga máxima de cada *spudcan* de 311.2 MN. Este análisis se realizó tomando en cuenta las consideraciones y recomendaciones planteadas en SNAME (Figura 30).

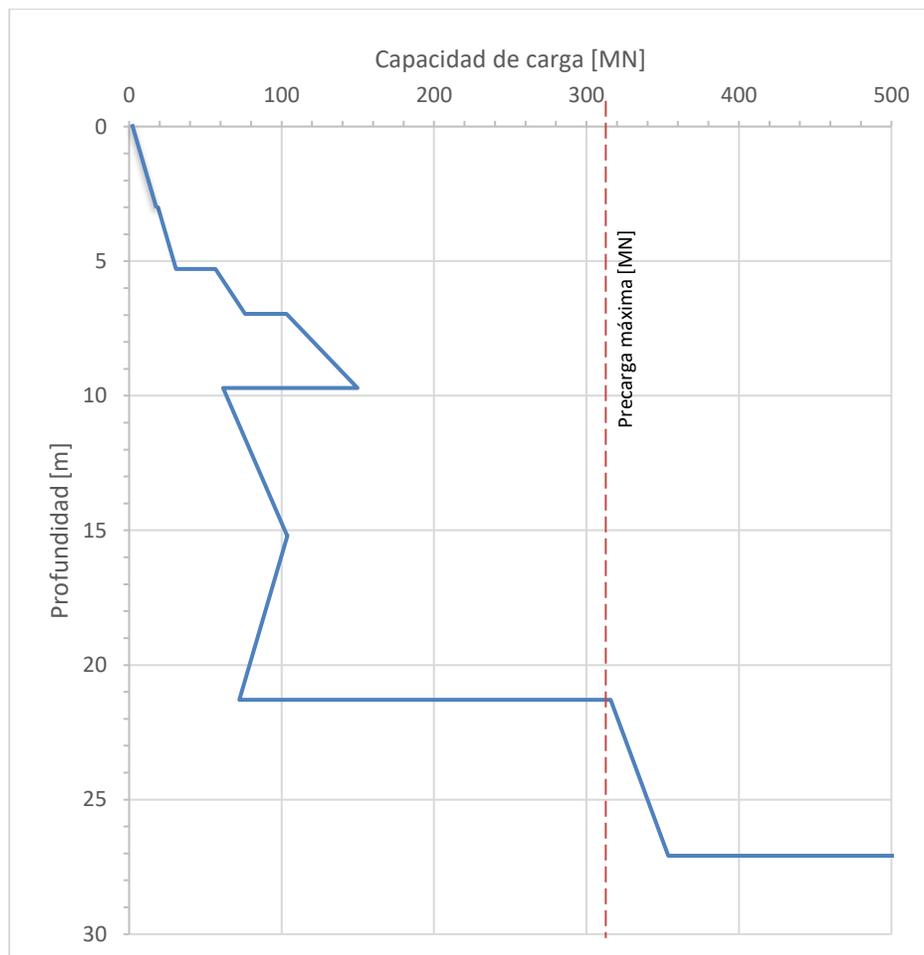


Figura 30. Cálculo de capacidad de carga para el Sitio A.

En la entrega de la curva de penetración se llama la atención del operador de la embarcación durante la instalación a alcanzar un estrato de arena (de los 2 a 7 m de

profundidad) que podría ocasionar penetración súbita (desplazamiento no-controlado de la *spudcan*) a los 9m de profundidad aproximadamente.

La estimación de la capacidad de carga y de la profundidad de desplante se realiza considerando una penetración uniforme, continua e ininterrumpida. En caso contrario podría ocasionar la consolidación del suelo alrededor de la *spudcan*, lo que genera riesgos adicionales no contemplados en la entrega de la curva de penetración original.

CONCLUSIONES

- Nuestro país cuenta con condiciones naturales en las que la explotación de recursos *gas* y *petróleo* significan profundamente en nuestra economía. La inversión en capacitación específica a cuerpos de ingenieros resulta imperiosa.
- La geología y geotecnia marina representan un nicho de oportunidad para la expansión tecnológica y la consolidación de ramas productivas en las comunidades científicas involucradas con el tema de la exploración y explotación petrolera.
- De acuerdo con lo analizado, los errores en la profundidad de penetración de las piernas de una plataforma autoelevable dependerán fuertemente de la calidad de los datos, la oportuna selección de los valores de los parámetros de resistencia, de la pertinencia del procedimiento de cálculo (y con esto de la base teórica), de la adecuada expresión del criterio ingenieril aplicado en la construcción de la curva y de una comunicación adecuada con el operador de la embarcación.
- La necesidad de lectura, análisis y filtros severos a los datos de campo y laboratorio es absoluta ya que una sobreestimación de la resistencia de los suelos, por ejemplo, se traduce en profundidades de penetración que podrían significar la inviabilidad de la instalación (no se cumpliría la longitud mínima necesaria para la penetración de las piernas). Otro aspecto muy importante derivado de una mala lectura podría ser la negación de estratos en los que la penetración súbita o problemas en la extracción de las *spudcan* al finalizar sus operaciones en sitio es real pero no se detalla al ofrecer el estudio a los operadores.
- Sin duda la información geofísica completa el panorama del ambiente natural que se define para comenzar el análisis de la cimentación de plataformas, no sólo permite determinar, en temprana etapa, rasgos peligrosos de la superficie y subsuperficie del fondo marino sino que además hace posible la síntesis de los trabajos de investigación geotécnica al establecer posibles horizontes sedimentarios (con la repercusión económica correspondiente al requerir menor número de sondeos y pruebas geotécnicas).

REFERENCIAS

- Álvarez de la Borda, J. (2006). *Crónica del Petróleo en México*. México: PEMEX.
- Amiri-Simkooei, A., Snellen, M., & Simons, D. (2011). Principal Component Analysis of Single-Beam Echo-Sounder Signal Features for Seafloor Classification. *IEEE Journal of Oceanic Engineering*, 259-272.
- API. (2001). *Recommended Practice for Planning, Designing, and Constructing Floating Production Systems*. Washington, D. C.: American Petroleum Institute.
- API. (2002). *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design*. Washington, D. C.: American Petroleum Institute.
- API. (2006). *Gulf of Mexico Jackup Operations for Hurricane Season-Interim Recommendations*. Washington, D. C.: American Petroleum Institute.
- API. (2010). *Planning, Designing, and Constructing Tension Leg Platforms*. Washington, D. C.: American Petroleum Institute.
- ASTM D2487-17. (2017). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*. West Conshohocken, PA: ASTM Internacional.
- ASTM D2573-15/D2573M-15e1. (2015). *Standard Test Method for Field Vane Shear Test in Saturated Fine-Grained Soils*. West Conshohocken, PA: ASTM Internacional.
- ASTM D2850-15. (2015). *Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Cohesive Soil*. West Conshohocken, PA: ASTM Internacional.
- ASTM D4186/D4186M-12. (2012). *Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Saturated Cohesive Soils Using Controlled Strain Loading*. West Conshohocken, PA: ASTM Internacional.
- ASTM D4318-17e1. (2017). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM D4373-14. (2014). *Standard Test Method for Rapid Determination of Carbonate Content of Soils*. West Conshohocken, PA: ASTM Internacional.
- ASTM D4648/D4648M-16. (2016). *Standard Test Methods for Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM D5778-12. (2012). *Standard Test Method For Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils*. West Conshohocken, PA: ASTM International.
- ASTM D854-14. (2014). *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*. West Conshohocken, PA: ASTM Internacional.
- Bai, Y., & Jin, W.-L. (2015). *Marine Structural Design*. EUA: Butterworth-Heinemann.
- Barrera, P., Flores, F., Bahena, A., & Renovato, S. (2012). Empleo de pilotes faldón en el diseño de plataformas marinas fijas. *XXVI Reunión Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, 921-928.
- Budhu, M. (2010). *Soil mechanics and foundations*. USA: John Willey and Sons INC.
- Chandrasekaran, S., & Jain, A. K. (2017). *Ocean Structures: Construction, Materials, and Operations*. CRC Press.
- Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones* (5 ed.). México: Limusa.

- Cruz, D., Flores, F., Barrera, P., Cervantes, M., Martínez, M., López, V., & Sánchez, B. (2012). *Desarrollo de un Algoritmo para los Análisis de Penetración de Cimentaciones de Plataformas Autoelevables*. México: Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica A.C.
- Cruz, J., & Atcheson, M. (2016). *Floating Offshore Wind Energy: The Next Generation of Wind Energy*. Suiza: Springer.
- Devincenzi, M., & Frank, N. (2004). *Ensayos Geotecnicos In Situ: Su ejecución e interpretación*. España: Geotest.
- ENSCO. (04 de noviembre de 2017). *Rig fleet*. Obtenido de <http://www.enscoplc.com/global-operations/rig-fleet/default.aspx>
- Fang, H., & Duan, M. (2014). *Offshore Operation Facilities: Equipment and Procedures*. Beijing: Gulf Professional Publishing.
- Finkl, C., & Makowski, C. (2016). *Seafloor Mapping along Continental Shelves*. EUA: Springer.
- Fugro. (2013). *Seabed operation and Downhole operation*. Países Bajos.
- Fulop, A. (2015). An Overview of Seabed Surveys (High-resolution Geophysical Site Surveys). *Presentación*. Escocia: Hydrofest.
- Gao, F. P., Li, J. H., Qi, W. G., & Hu, C. (2015). On the instability of offshore foundations: theory and mechanism. *Science China: Physics, Mechanics and Astronomy*.
- Gao, J. (2003). Bathymetric mapping by means of remote sensing: methods, accuracy and limitations. *Progress in Physical Geography* 33(1), 103-116.
- Hernández Martínez, D. (2017). *La Producción Petrolera Mexicana: análisis histórico y escenario a futuro (Tesis de Maestría)*. México: UNAM.
- Hossain, M. S., Stainforth, R., Ngo, V. T., Cassidy, M., Kim, Y. H., & Jun, M. J. (2017). Experimental investigation on the effect of spudcan shape on spudcan-footprint interaction. *Applied Ocean Research*, 65-75.
- Houlsby, G. T., & Martin, C. M. (2003). Undrained bearing capacity factors for conical footings on clay. *Géotechnique*, 513-520.
- Huang, Z., Siwabessy, J., Cheng, H., & Nichol, S. (2016). Using Multibeam Acoustiv Remotely Sensed Data To Investigate Seabed.
- Juárez Badillo, E., & Rico Rodríguez, A. (2005). *Mecánica de Suelos: Fundamentos de la Mecánica de Suelos* (Vol. 1). México: Limusa.
- Kaiser, M. J., & Snyder, B. F. (2013). *The Offshore Drilling Industry and Rig Construction in the Gulf of Mexico*. Londres: Springer.
- Kellezi, L., & Stromann, H. (2009). FEM anlysis of jack-up spudcan penetration for multi-layered critical soil conditions. *GEO-Danish Geotechnical Institute*.
- Klein, M. (2002). Side Scan Sonar. En C. Ruppe, & J. Barstad, *International Handbook of Underwater Archaeology*. Springer.
- Lunne, T. (2012). The Fourth James K. Mitchell Lecture: The CPT in offshore soil investigations-a historic perspective. *Geomechanics and Geoengineering: An International Journal*.
- Lurton, X., & Lamarche, G. (2015). *Backscatter measurements by seafloor-mapping sonars. Guidelines and recondations*.
- Maersk Drilling. (04 de noviembre de 2017). *Drilling Rigs*. Obtenido de <https://www.maerskdrilling.com/en/drilling-rigs>

- Mendoza Flores, C. (2005). *Ingeniería Costa Fuera orientada al Modelo Electrónico Tridimensional Inteligente (Tesis de licenciatura)*. México: IPN.
- Menzies, D., & Roper, R. (2008). Comparison of Jackup Rig Spudcan Penetration Methods in Clay. *Offshore Technology Conference*.
- Michaud, F., Ratzov, G., Sallares, V., Collot, J. y., & Pazmiño, N. (2009). Métodos e Instrumentación acústica para la exploración en Geofísica Marina.
- PEP. (2013). *Provincia Petroleras de México*. PEMEX Exploración y Producción.
- Peuchen, J. (2013). Site characterization in nearshore and offshore projects. *Geotechnical and Geofisical Site Characterization 4*, 83-111.
- Qiu, G., & Grabe, J. (2012). Numerical investigation of bearing capacity due to spudcan penetration in sand overlying clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 1393-1407.
- Renard, V., & Allenou, J.-P. (1979). *Sea Beam, Multi-beam Echo-sounding in "Jean Charcot"*. Mónaco: International Hydrographic Review.
- Seadrill. (04 de noviembre de 2017). *Our fleet*. Obtenido de <http://www.seadrill.com/our-fleet.aspx>
- SNAME. (2008). *Technical & Research Bulletin 5-5A: Guidelines for Site Specific Assessment of Mobile Jackup Units*. EUA: The Society of Naval Architects and Marine Engineers.
- Spartan Offshore Drilling. (04 de noviembre de 2017). *Rig Fleet*. Obtenido de http://www.spartanoffshore.com/spartandrilling_fleet.html
- Speight, J. (2015). *Handbook of Offshore Oil and Gas Operations*. E.U.A.: Gulf Professional Publishing.
- Talley, L., Pickard, G., Emery, W., & Swift, J. (2011). *Descriptive Physical Oceanography: An Introduction*. Academic Press.
- Technip. (04 de diciembre de 2017). *Floating Platforms*. Obtenido de <http://www.technip.com/en/our-business/offshore/floating-platforms>
- Tenorio Alcántara, G., & Ochoa Robledo, C. A. (2008). *Diseño de Cimentaciones Profundas en Plataformas Marinas (Tesis de licenciatura)*. México: IPN.
- Wille, P. (2005). *Sound Images of the Ocean in Research and Monitoring*. Alemania: Springer.
- Young, A., Remmes, B., & Meyer, B. (1984). Foundation Performance of Offshore Jack-up Drilling Rigs. *Journal of Geotechnical Engineering*, 841-859.

ANEXOS

Anexo A. Sondeos Geofísicos Marinos.

- A.1. Plano Batimétrico. Ecosonda Multihaz.
- A.2. Mosaico del Fondo Marino. Sonar de Barrido Lateral.
- A.3. Perfil Estratigráfico Somero. Línea 1. Perfilador Somero.
- A.4. Perfil Estratigráfico Somero. Línea 2. Perfilador Somero
- A.5. Perfiles Estratigráficos Profundos Línea 1. Perfilador Profundo.
- A.6. Perfiles Estratigráficos Profundos. Línea 2. Perfilador Profundo.
- A.7. Plano de Rasgos Geológicos y Riesgos.

PLANO BATIMÉTRICO

Bahía de Campeche, México

LEYENDA:

 NÚMERO DE LA LÍNEA DE LA CUADRÍCULA, RUMBO DE LA EMBARCACIÓN Y UBICACIÓN DEL PUNTO DE CONTROL
 LA EMBARCACIÓN Y UBICACIÓN DEL PUNTO DE CONTROL

SITIO A LOCALIZACIÓN DEL SONDEO GEOTÉCNICO



LOCALIZACIÓN Y DESIGNACIÓN DE LA MUESTRA DEL FONDO MARINO



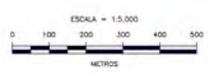
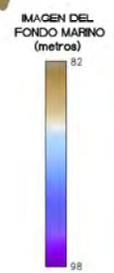
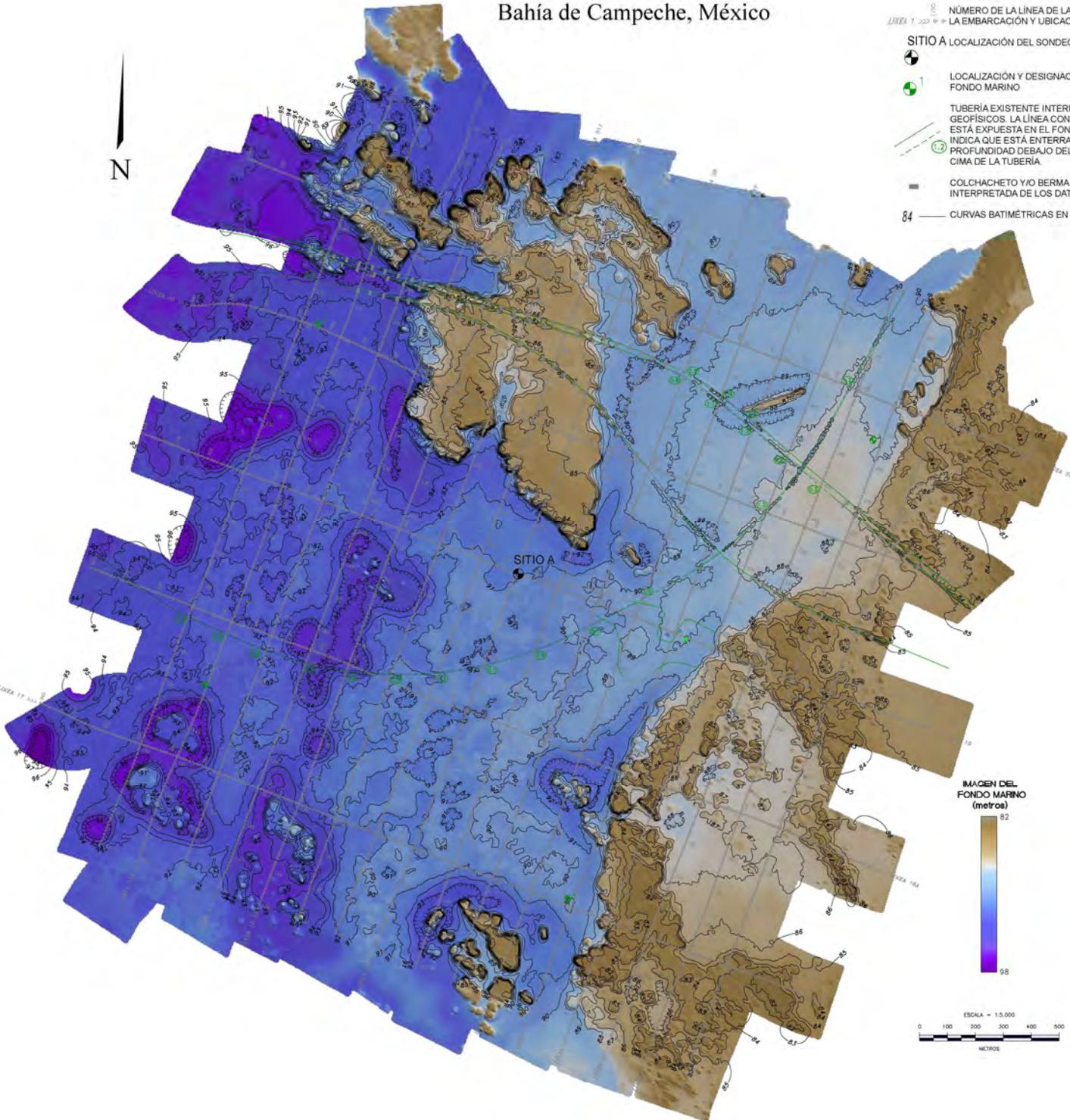
TUBERÍA EXISTENTE INTERPRETADA DE LOS DATOS GEOFÍSICOS. LA LÍNEA CONTINUA INDICA QUE LA TUBERÍA ESTÁ EXPUESTA EN EL FONDO MARINO. LA LÍNEA PUNTEADA INDICA QUE ESTÁ ENTERRADA. EL NÚMERO INDICA LA PROFUNDIDAD DEBAJO DEL FONDO MARINO HASTA LA CIMA DE LA TUBERÍA.



COLCHACHETO Y/O BERMA DE ROCA EXISTENTE INTERPRETADA DE LOS DATOS GEOFÍSICOS



84 CURVAS BATIMÉTRICAS EN METROS

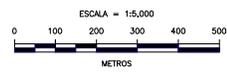
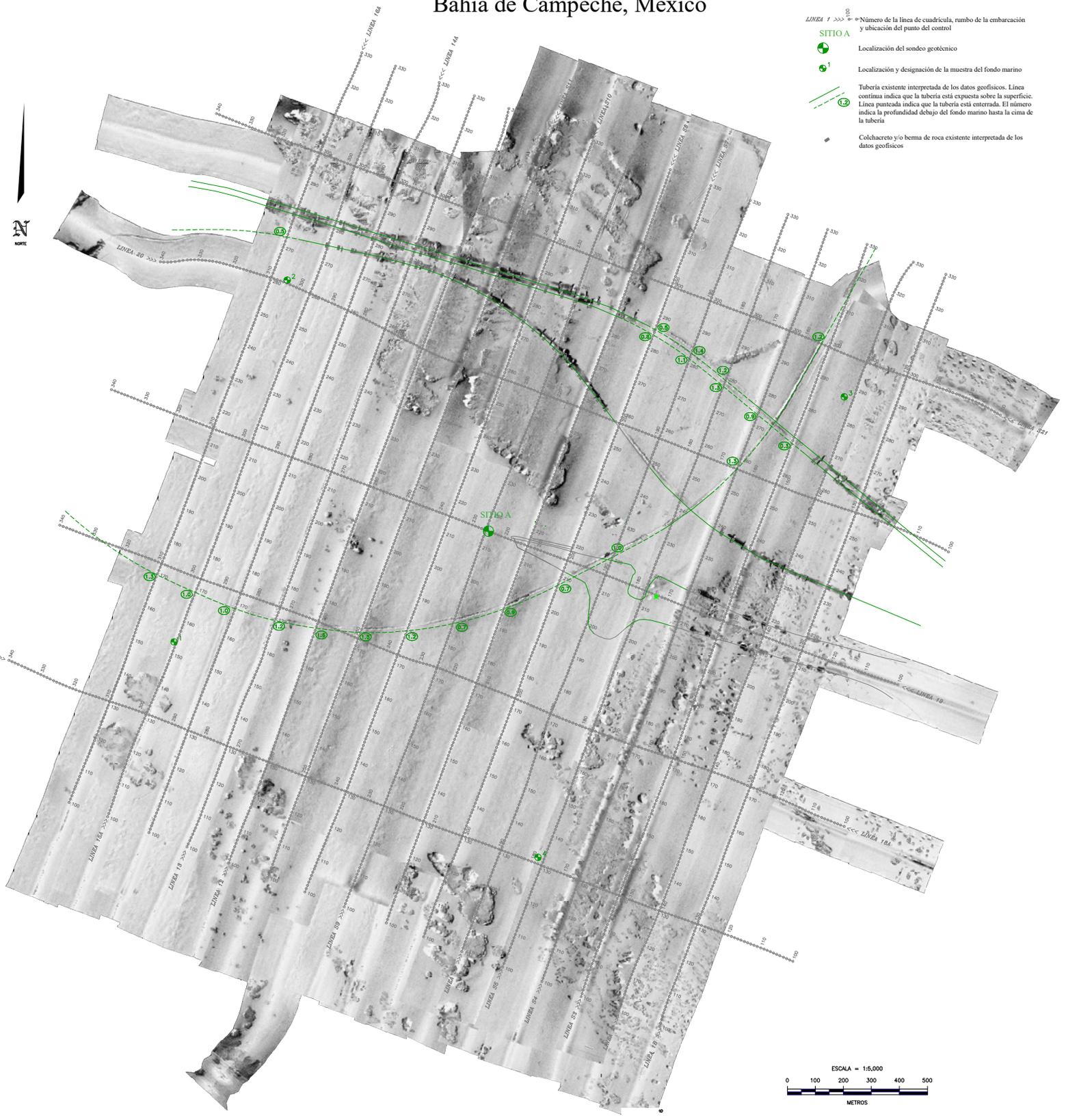


MOSAICO DEL FONDO MARINO

Bahía de Campeche, México

LEYENDA:

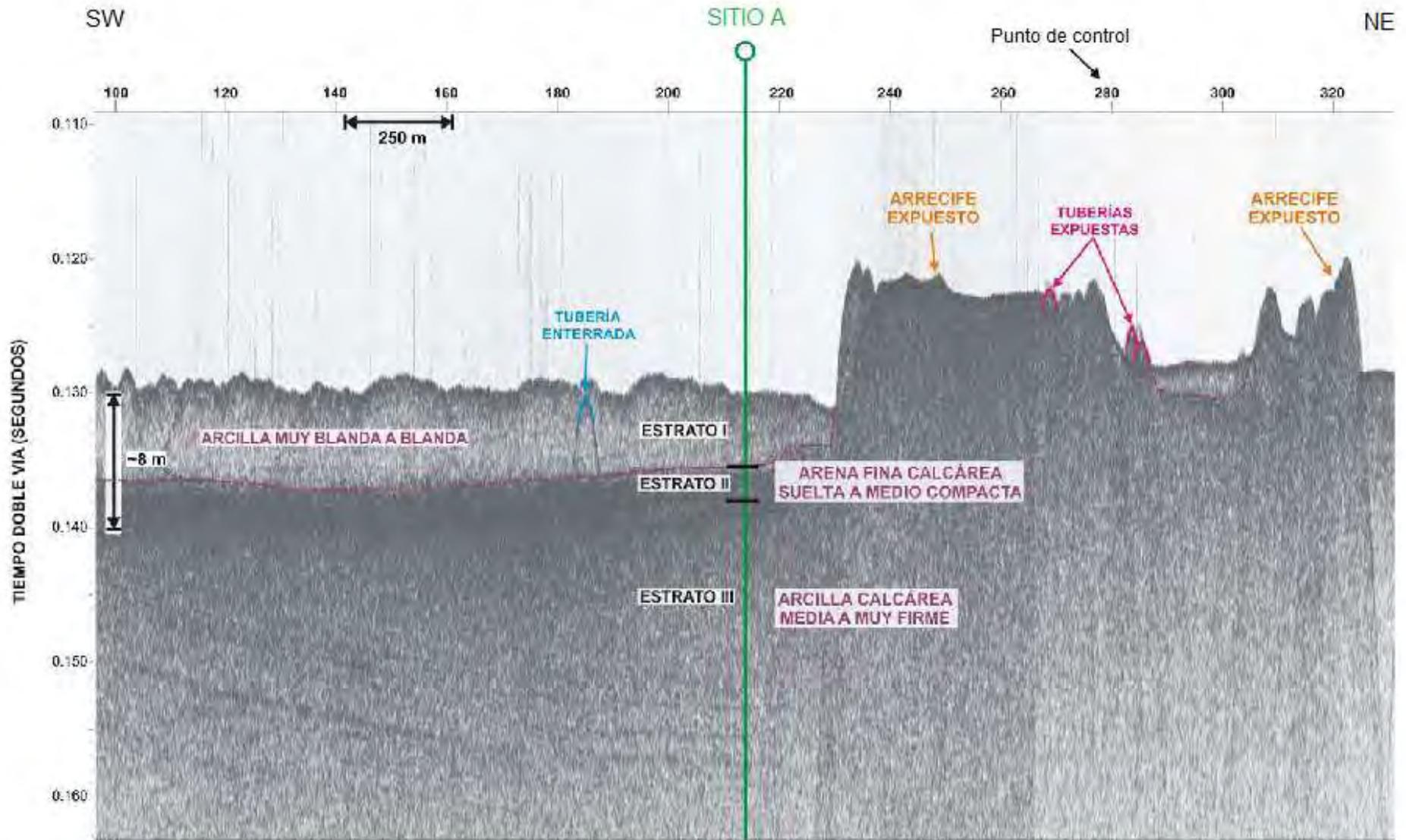
- LINIA 1 >>> 100 = Número de la línea de cuadrícula, rumbo de la embarcación y ubicación del punto de control
- SITIO A
-  Localización del sondeo geotécnico
 -  Localización y designación de la muestra del fondo marino
 -  Tubería existente interpretada de los datos geofísicos. Línea continua indica que la tubería está expuesta sobre la superficie. Línea punteada indica que la tubería está enterrada. El número indica la profundidad debajo del fondo marino hasta la cima de la tubería
 -  Colchacero y/o bermas de roca existente interpretada de los datos geofísicos



LINEA 1: SW-NE

DATOS DEL PERFILADOR SOMERO

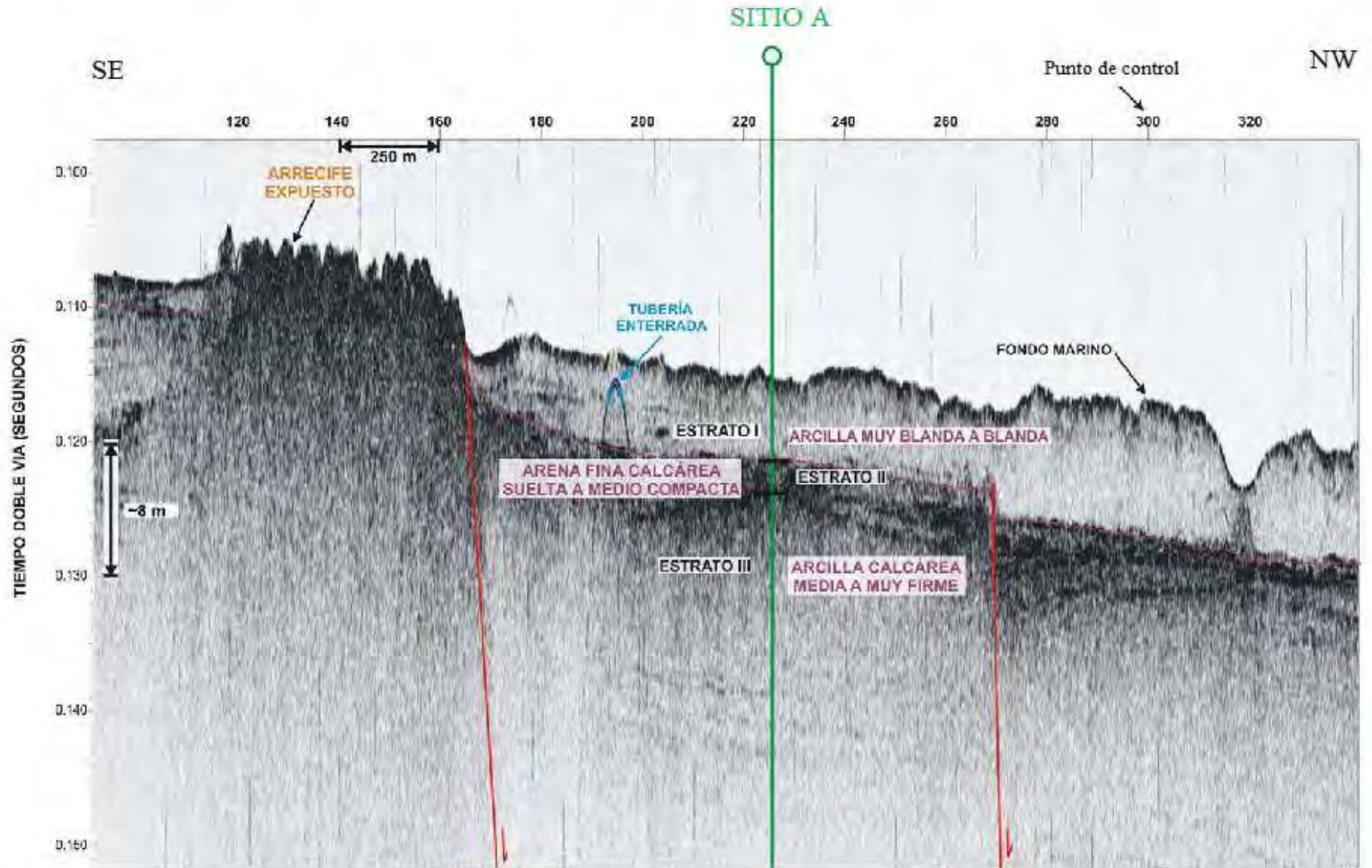
Bahía de Campeche, México



LÍNEA 2: SE-NW

DATOS DEL PREFILADOR SOMERO

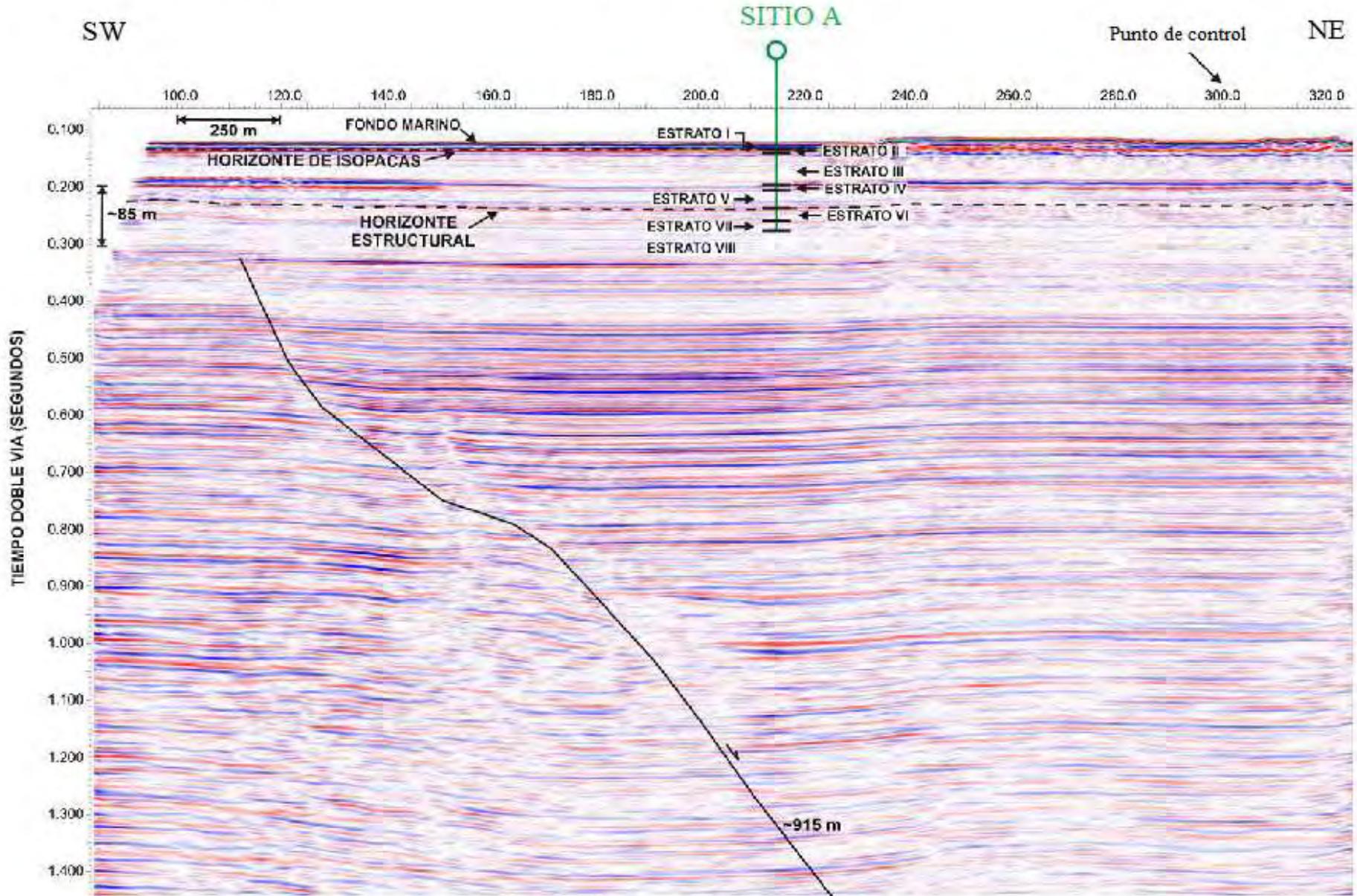
Bahía de Campeche, México



DATOS DE PERFILADOR PROFUNDO

Bahía de Campeche, México

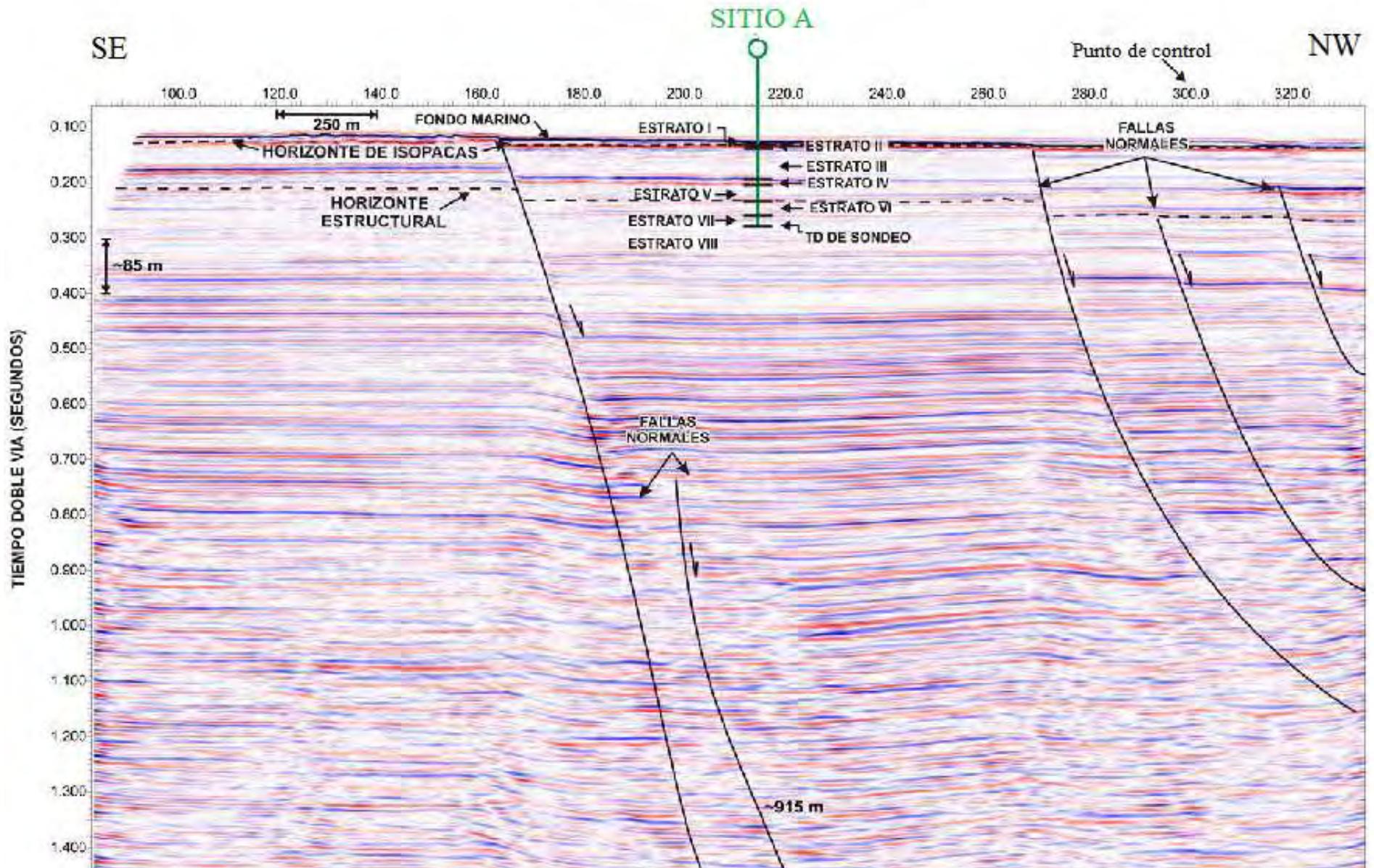
LÍNEA 1: SW-NE



LÍNEA 2: SE-NW

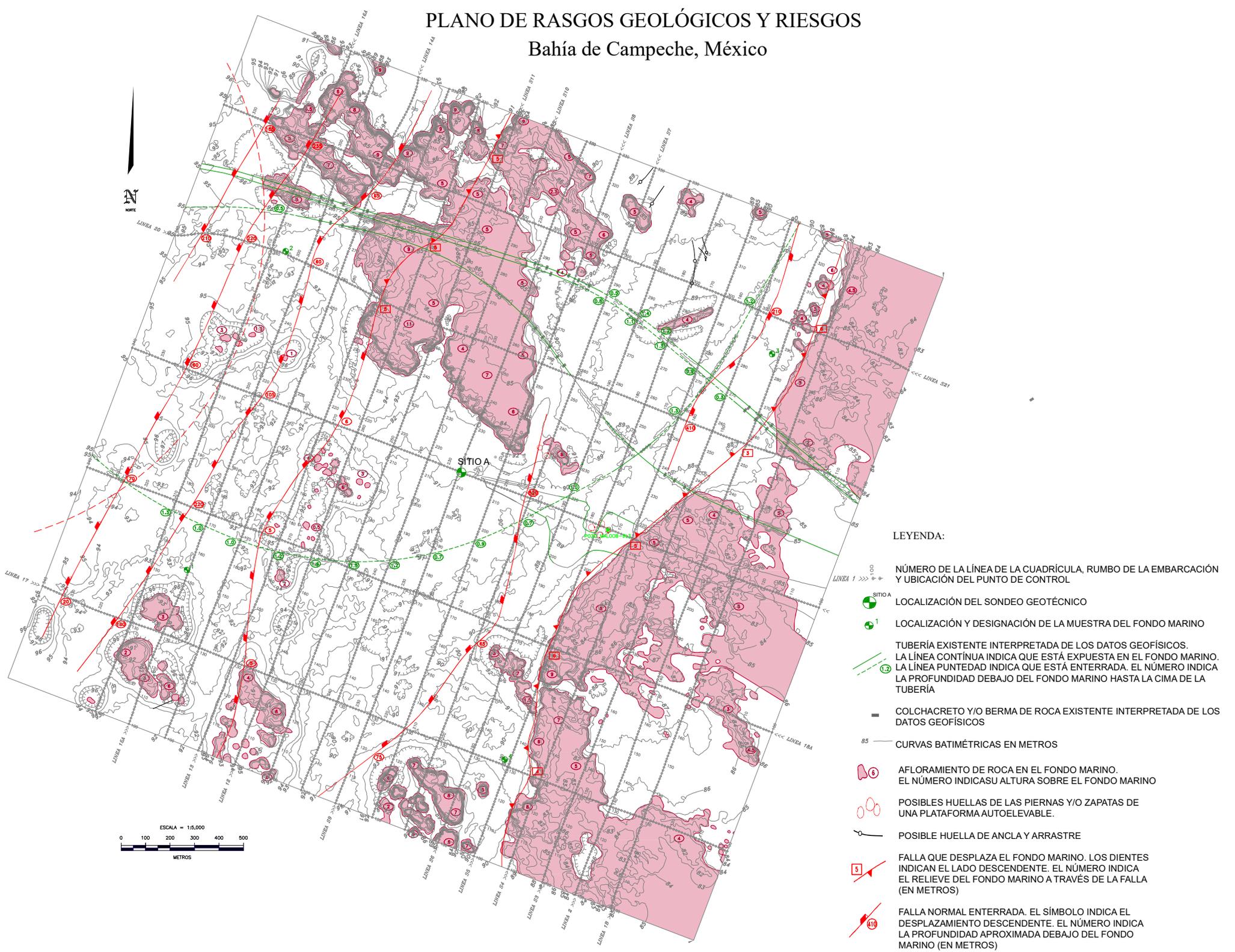
DATOS DEL PERFILADOR PROFUNDO

Bahía de Campeche, México



PLANO DE RASGOS GEOLÓGICOS Y RIESGOS

Bahía de Campeche, México



ANEXOS

Anexo B. Pruebas Geotécnicas

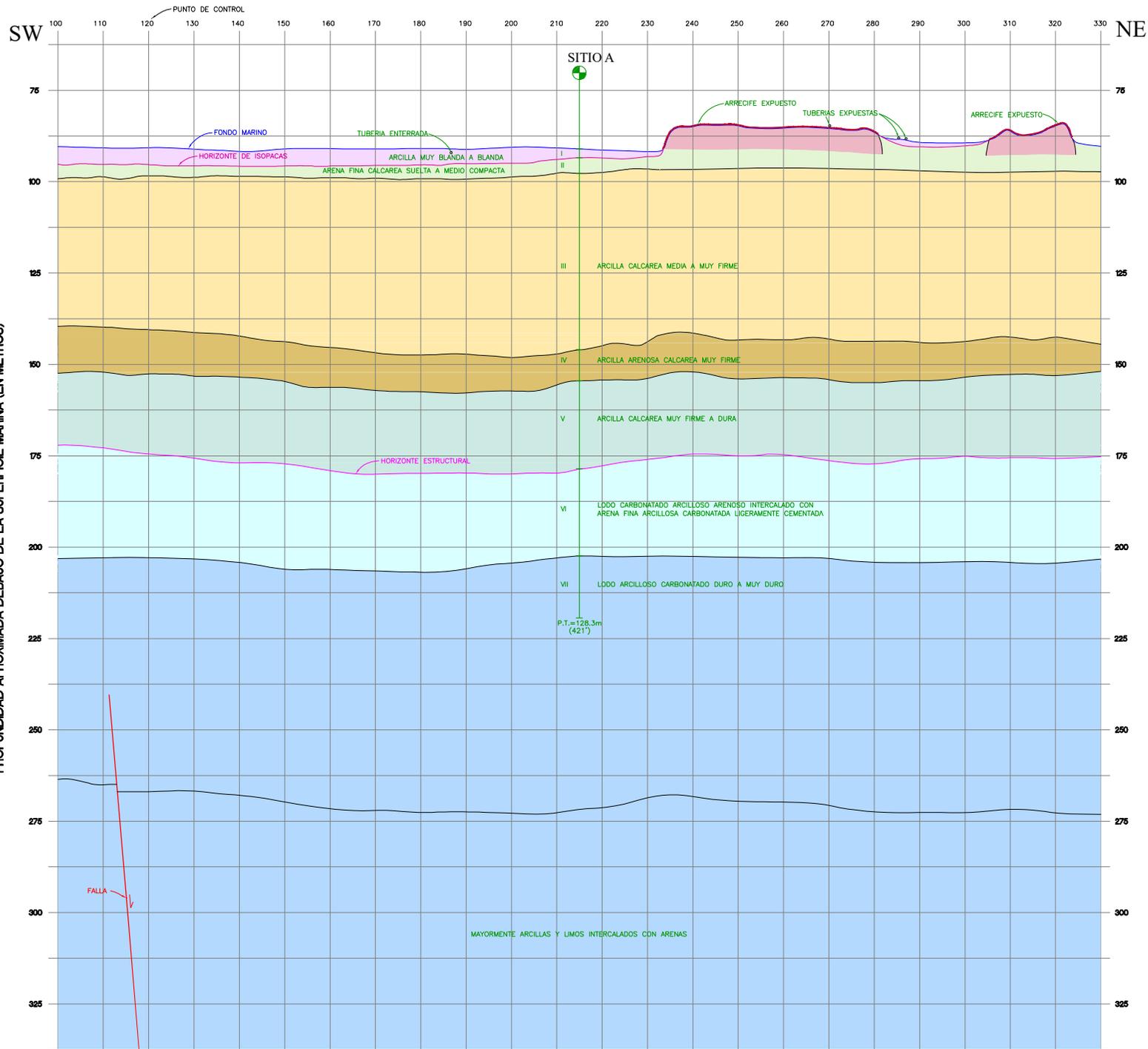
B1. Perfil Interpretativo Línea 1.

B2. Perfil Interpretativo Línea 2.

B3. Registro de Sondeo y Resultados de Pruebas

B4. Registro de Sondeo y Resultados de Pruebas. Detalle Primeros 30m.

B5. Registro de Sondeo y Resultados de Pruebas. Detalle Primeros 12m.

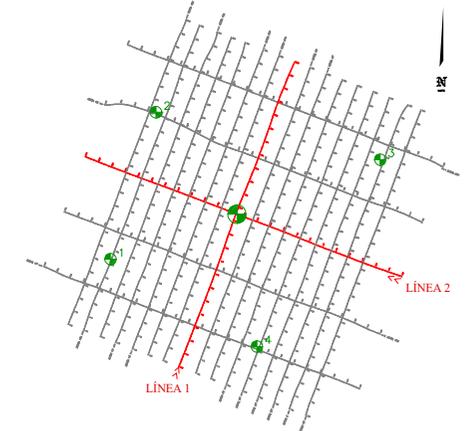


LÍNEA 1

PERFIL INTERPRETATIVO

Bahía de Campeche, México

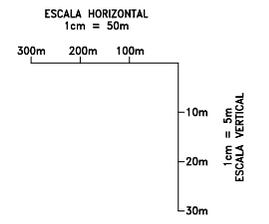
LÍNEA 1



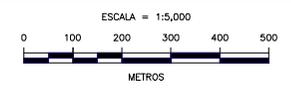
LOCALIZACIONES DE LOS PERFILES

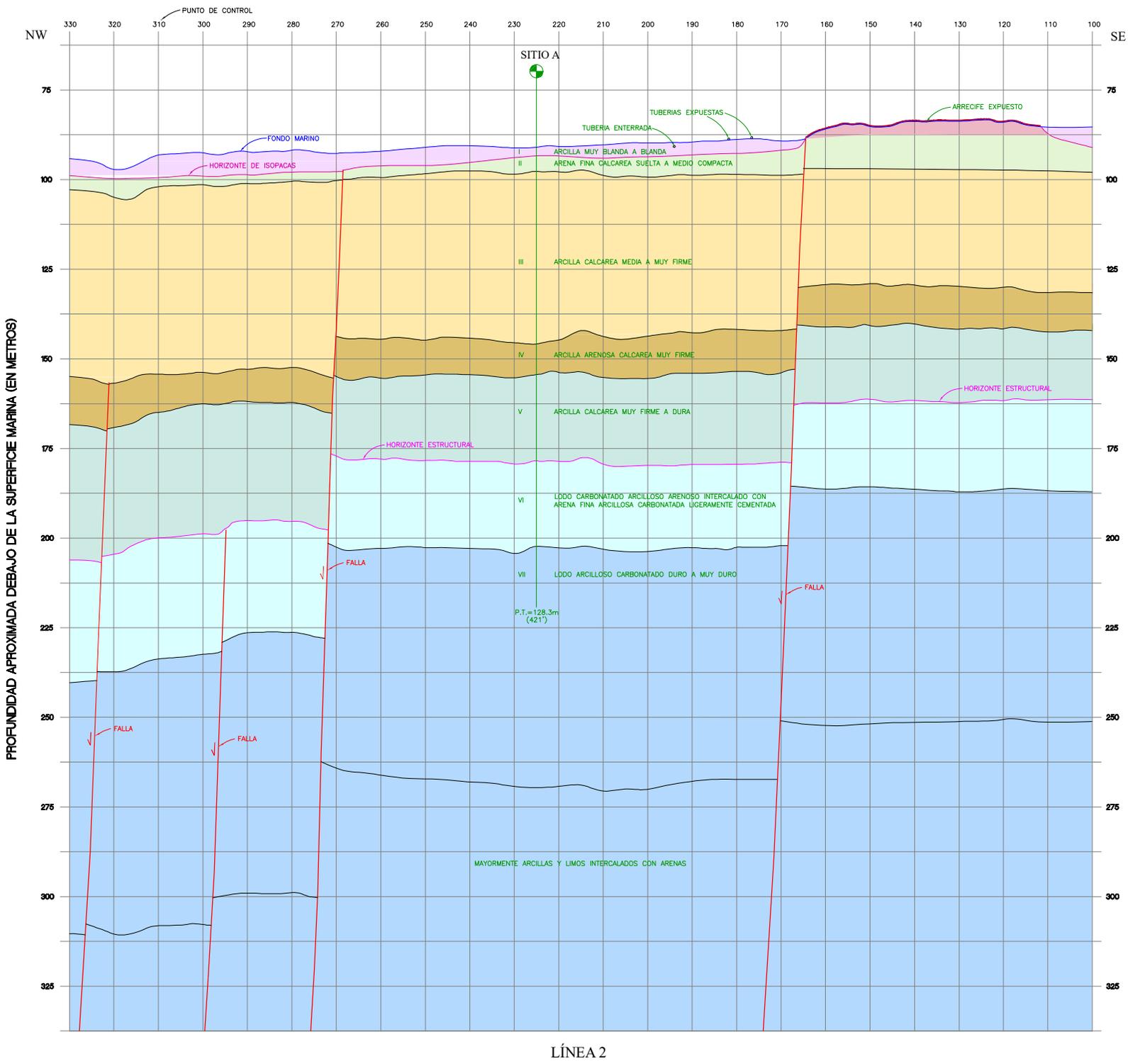
SITIO A LOCALIZACIÓN DEL SONDEO GEOTÉCNICO

1 LOCALIZACIÓN Y DESIGNACIÓN DE LA MUESTRA DEL FONDO MARINO



NOTA: LOS TIPOS DE SUELOS INDICADOS EN LOS PERFILES SON INFERIDOS DEL CARACTER DE LAS REFLEXIONES SISMICAS Y DEL SONDEO GEOTECNICO. LOS SUELOS VERDADEROS PODRIAN SER DIFERENTES DE LOS INDICADOS.

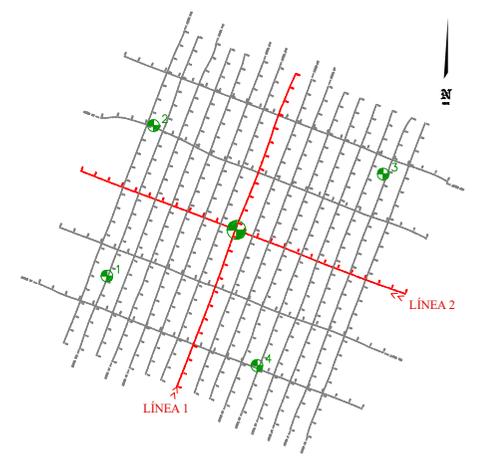




PERFIL INTERPRETATIVO

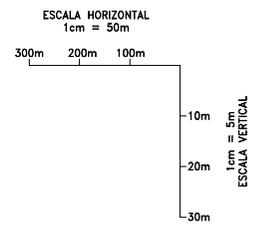
Bahía de Campeche, México

LÍNEA 2

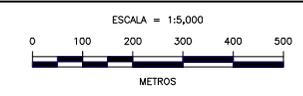


LOCALIZACIONES DE LOS PERFILES

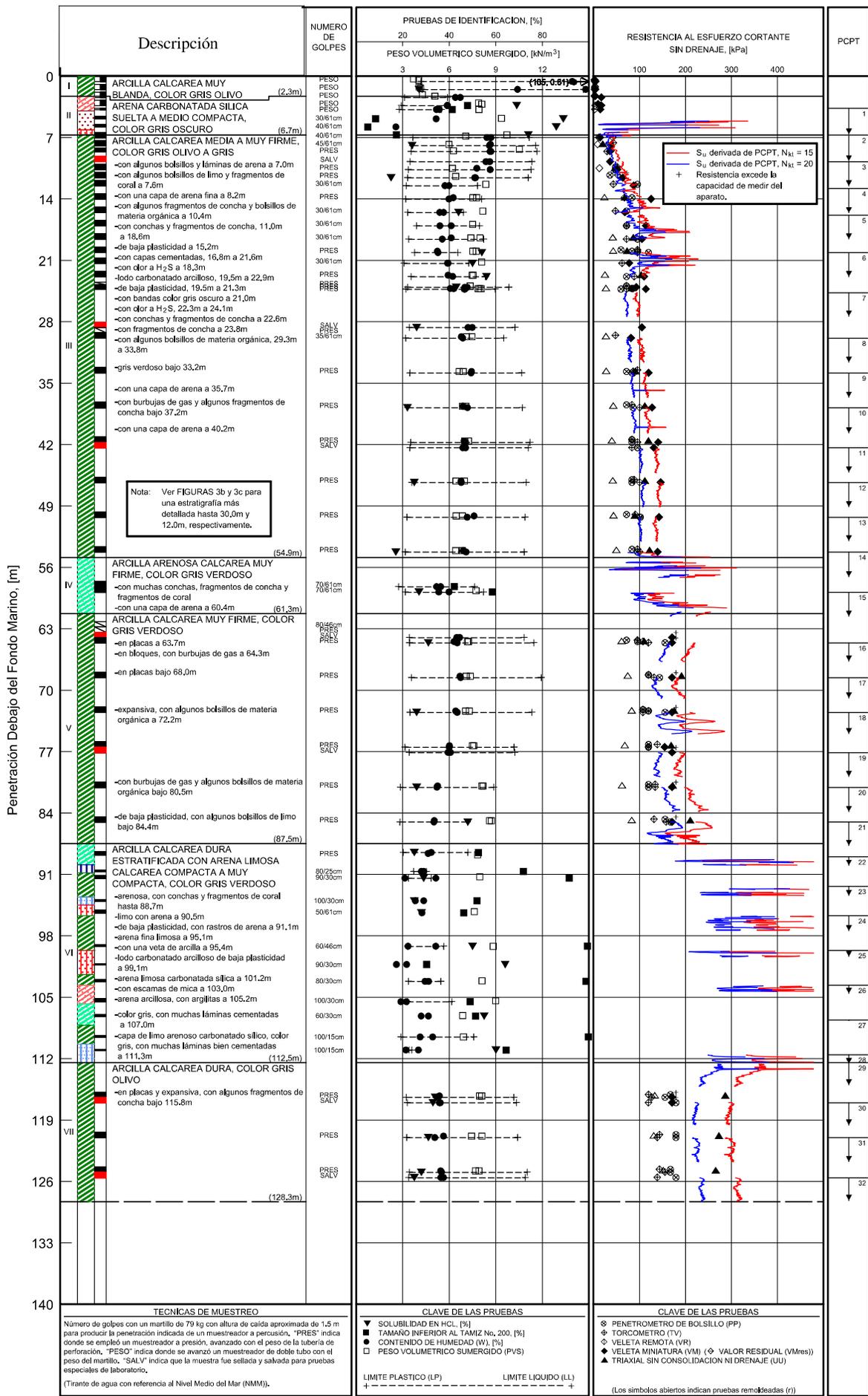
- SITIO A LOCALIZACIÓN DEL SONDEO GEOTÉCNICO
- LOCALIZACIÓN Y DESIGNACIÓN DE LA MUESTRA DEL FONDO MARINO



NOTA: LOS TIPOS DE SUELOS INDICADOS EN LOS PERFILES SON INFERIDOS DEL CARACTER DE LAS REFLEXIONES SISMICAS Y DEL SONDEO GEOTECNICO. LOS SUELOS VERDADEROS PODRIAN SER DIFERENTES DE LOS INDICADOS.

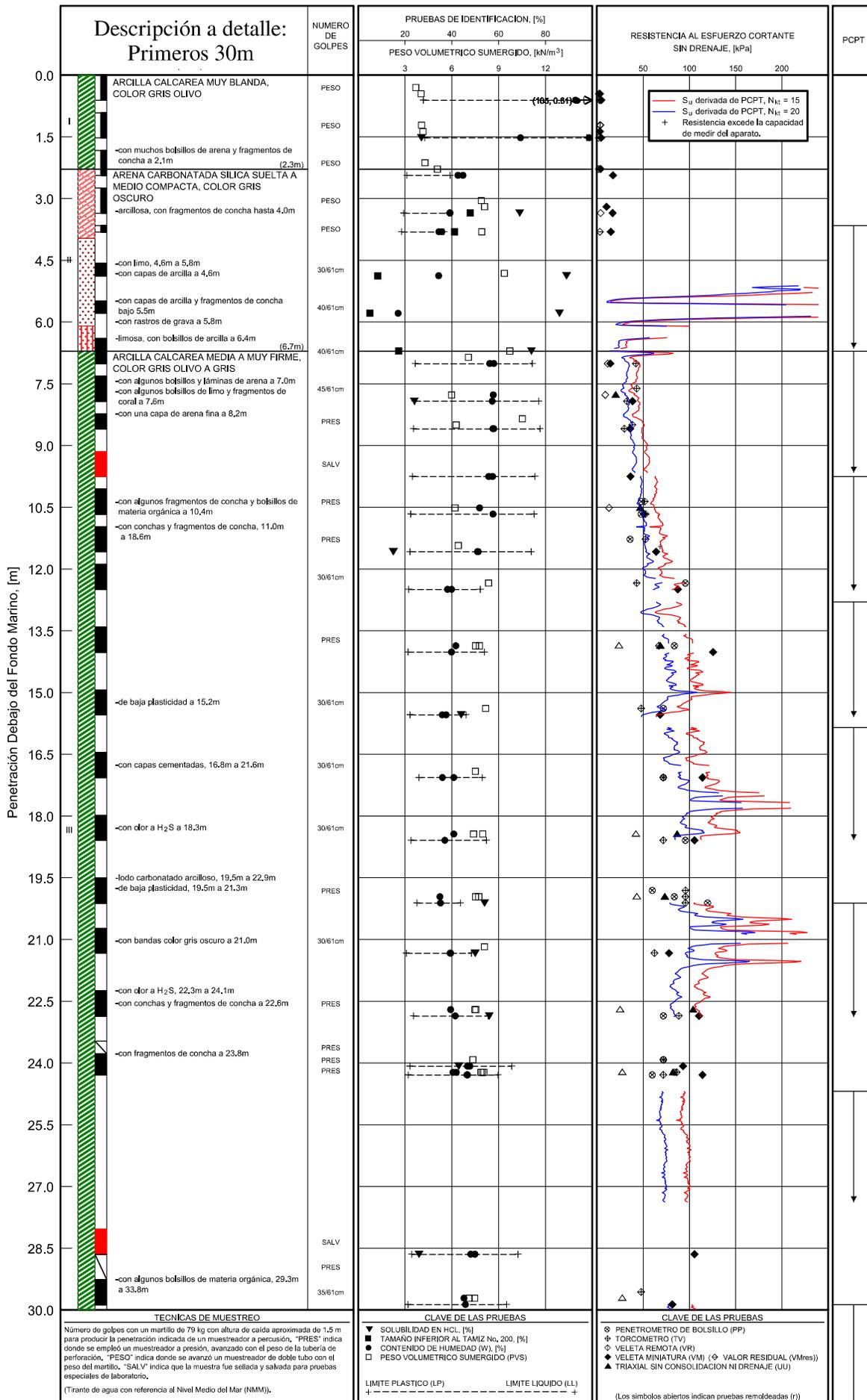


LÍNEA 2



REGISTRO DE SONDEO Y RESULTADOS DE PRUEBAS
SITIO A

Bahía de Campeche, México



REGISTRO DE SONDEO Y RESULTADOS DE PRUEBAS
 SITIO A
 Bahía de Campeche, México

