



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

01163
2ej
1

**POTENCIALIDAD A LA LICUACION DE UN DEPOSITO
DE ARENA LIMOSA MEDIANTE CONO ELECTRICO**

GUSTAVO ERNESTO ARMIJO PALACIO

T E S I S

**Presentada a la División de Estudios de
Posgrado de la**

FACULTAD DE INGENIERIA

de la

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

*como requisito para obtener
el grado de*

MAESTRO EN INGENIERIA

(MECÁNICA DE SUELOS)

CIUDAD UNIVERSITARIA, MARZO DE 1987.

**TESIS CON
FALLA FE CRON.**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

RESUMEN

En este trabajo se presentan, en primer lugar, los métodos existentes para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo, señalándose la conveniencia de emplear, de entre ellos, los basados en resultados de pruebas de penetración con cono estático eléctrico (CPT) tipo Fugro estándar. De acuerdo con esto, a continuación se examinan en detalle dichos métodos, concluyéndose que no hay, hasta la fecha, ninguno satisfactorio en función de la forma en que varía la resistencia a la penetración de punta, q_c , con la profundidad.

Debido a lo anterior y con base en un conjunto de pruebas de campo, principalmente CPT, llevadas a cabo en zonas que se licuaron en los Valles de Mexicali (México) e Imperial (Estados Unidos) durante los sismos del 15/10/79 y del 24/4/80, se realizó un análisis a partir del cual se obtuvieron las curvas límite por izquierda y por derecha y el valor límite (2.5%) para la relación entre las resistencias por fricción lateral y de punta, f_s/q_c . Este valor límite debe usarse con carácter de apoyo de las curvas límite mencionadas, las cuales correlacionan la forma en que varía q_c (normalizada con respecto al esfuerzo vertical efectivo), en función de la profundidad, con el potencial de licuación de un depósito de suelo granular fino.

Finalmente, en función de dichas correlaciones se propone un nuevo método, de campo, para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo de dichas características con base en resultados de CPT. Se señalan, también, las condiciones bajo las cuales se puede emplear este método y, para mayor claridad, se presenta un ejemplo de aplicación del mismo.

INDICE GENERAL

	PAGS.
1. INTRODUCCION	1
1.1. <u>Consideraciones previas</u>	1
1.2. <u>Descripción del fenómeno</u>	1
1.3. <u>Factores que influyen en la ocurrencia del fenómeno</u>	1
1.4. <u>Hipótesis de investigación</u>	2
1.5. <u>Objetivo</u>	3
1.6. <u>Alcances de esta investigación</u>	3
1.7. <u>Pasos que se seguirán en este trabajo</u>	3
2. REVISION BIBLIOGRAFICA RELACIONADA CON EL TEMA	4
2.1. <u>Métodos existentes para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo</u>	5
2.1.1. <u>Introducción</u>	5
2.1.2. <u>Elección de un método de campo para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo</u>	5
2.1.3. <u>Prueba de penetración con cono</u>	8
2.1.3.1. <u>Tipos de pruebas de penetración con cono</u>	9
2.1.3.2. <u>Pruebas de penetración con cono estático</u>	9
2.1.3.3. <u>Estandarización de los conos estáticos</u>	11
2.1.3.4. <u>Comparación entre los resultados obtenidos con cono estático mecánico y eléctrico</u>	11
2.1.3.5. <u>Ventajas y desventajas de los conos estáticos mecánicos y eléctricos</u>	13
2.1.4. <u>Conclusiones</u>	14
2.2. <u>Métodos existentes para evaluar el potencial de licuación con base en CPT</u>	16
2.2.1. <u>Introducción</u>	16
2.2.2. <u>Método de Seed y otros (1983 y 1985)</u>	17

	PAGS.
2.2.3. <u>Método de Robertson y Campanella (1985)</u>	19
2.2.4. <u>Método de Zhou (1980)</u>	21
2.2.5. <u>Carta para identificación de suelos susceptibles de licuarse mediante q_c y f_s/q_c (Robertson y Campanella, 1985)</u>	22
2.2.6. <u>Conclusiones</u>	23
2.3. <u>Correlaciones existentes entre q_c y las características del depósito de suelo</u>	26
2.3.1. <u>Introducción</u>	26
2.3.2. <u>Búsqueda de una expresión que relacione a q_c con las características del depósito de suelo granular fino explorado</u>	27
2.3.2.1. <u>Análisis de las teorías existentes</u>	27
2.3.2.2. <u>Análisis de las correlaciones empíricas existentes</u>	30
2.3.2.3. <u>Elección de la expresión de Schmertmann</u>	32
2.3.2.4. <u>Limitaciones de la expresión de Schmertmann</u>	33
2.3.3. <u>El uso de f_s con carácter de apoyo de la correlación establecida entre q_c y el potencial de licuación</u>	35
2.3.4. <u>Conclusiones</u>	36
3. <u>OBTENCION DE UNA CORRELACION ENTRE RESULTADOS DE CPT Y EL POTENCIAL DE LICUACION, A PARTIR DE LOS DATOS ANALIZADOS</u>	63
3.1. <u>Introducción</u>	63
3.2. <u>Recopilación de datos</u>	64
3.2.1. <u>Información geológica y tectónica</u>	65
3.2.2. <u>Efectos de los sismos de 1979, 1980 y 1981</u>	67
3.2.3. <u>Datos del Valle de Mexicali</u>	68
3.2.3.1. <u>Investigación preliminar de campo</u>	69
3.2.3.2. <u>Exploración de detalle</u>	70
3.2.3.3. <u>Cortes estratigráficos</u>	73
3.2.4. <u>Datos del Valle Imperial</u>	74
3.2.4.1. <u>Investigaciones realizadas</u>	74

	PAGS.
3.3. <u>Análisis de los datos</u>	75
3.3.1. <u>Datos del Valle de Mexicali</u>	75
3.3.1.1. <u>Determinación de la estratigrafía</u> del lugar	76
3.3.1.2. <u>Relación entre los resultados de la prueba</u> CPT y el potencial de licuación	78
3.3.1.3. <u>Comparación con el método de Seed y otros</u> (1983 y 1985)	81
3.3.1.4. <u>Curvas límite por izquierda y por derecha</u>	82
3.3.2. <u>Datos del Valle Imperial</u>	82
3.4. <u>Conclusiones</u>	83
4. METODO PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACION DE UN DEPOSITO DE SUELO GRANULAR FINO, CON BASE EN RESULTADOS DE CPT	149
4.1. <u>Introducción</u>	149
4.2. <u>Condiciones para la aplicación del método y limitaciones del</u> <u>mismo</u>	149
4.3. <u>Propuesta del método</u>	150
4.4. <u>Ejemplo de aplicación</u>	151
4.5. <u>Conclusiones</u>	152
5. CONCLUSIONES FINALES	156
6. RECOMENDACIONES	158
NOTACION	159
ABREVIATURAS	162
LISTA DE TABLAS	163
LISTA DE FIGURAS	165
REFERENCIAS	170

1. INTRODUCCION

1.1. Consideraciones previas

La licuación de depósitos de suelo granular saturado ha ocasionado en todo el mundo pérdidas de vidas humanas y económicas muy importantes.. Debido a esto, se ha realizado en los últimos años un esfuerzo notable para desarrollar mejores métodos para evaluar la susceptibilidad a la licuación de dichos depósitos.

A pesar de lo expresado, las condiciones bajo las cuales los suelos (como parte de la cimentación o como material de construcción) pierden una parte significativa de su resistencia y conducen a fallas inducidas por sismos, no han sido todavía completamente comprendidas. En consecuencia, constituyen un magnífico campo de investigación para la ingeniería civil.

Por las razones anteriores se consideró de mucho interés llevar a cabo una investigación tendiente a proponer un método para evaluar el potencial de licuación.

1.2. Descripción del fenómeno

Es un hecho experimental bien establecido que la aplicación de carga cíclica a una muestra de arena, seca o saturada en condiciones drenadas, ocasiona un reacomodo de los granos del suelo que da como resultado una contracción o densificación volumétrica. Esta contracción explica el incremento de la presión de poro en suelos saturados en condiciones no drenadas o parcialmente drenadas, lo que reduce el esfuerzo efectivo medio a valores tales que hacen que el suelo tenga fallas parciales o totales. En un caso límite, el suelo puede fluir con resistencias al esfuerzo cortante prácticamente nulas; este fenómeno se conoce como licuación de arenas (Díaz Rodríguez, 1983).

1.3. Factores que influyen en la ocurrencia del fenómeno

Según Díaz Rodríguez (1983), los factores más importantes (basados principal-

mente en evidencia experimental de laboratorio) pueden agruparse en tres categorías:

- Características geotécnicas del depósito, que comprenden:
 - a) Tipo de suelo
 - b) Compacidad relativa (C_r) o relación de vacíos (e)
 - c) Estructura

- Condiciones iniciales de esfuerzo y deformación, que comprenden:
 - a) Esfuerzo confinante inicial
 - b) Lapso de esfuerzo sostenido
 - c) Historia previa de deformaciones

- Características de la sollicitación, que comprenden:
 - a) Magnitud del esfuerzo repetido
 - b) Número de ciclos de esfuerzo

1.4. Hipótesis de investigación

Muchos investigadores han señalado que:

- a. La resistencia a la licuación aumenta con el esfuerzo de confinamiento, con la compacidad relativa, con la relación de preconsolidación, con la cementación y la edad del depósito de suelo, etc..
- b. Los factores anteriores también aumentan la resistencia a la penetración con cono.

Teniendo en cuenta esto, se plantea la siguiente hipótesis de investigación o trabajo:

- existe una correlación entre la forma en que varía con la profundidad la resistencia a la penetración de punta (normalizada con respecto al esfuerzo vertical efectivo) y el potencial de licuación de depósitos de suelo granular fino saturado.

1.5. Objetivo

El objetivo principal de este trabajo es establecer una correlación entre los resultados de pruebas de penetración con cono y el potencial de licuación, para a partir de ella proponer un método para evaluarlo.

1.6. Alcances de esta investigación

Para cumplir con el objetivo de esta tesis, se analizarán únicamente datos correspondientes a pruebas de penetración con cono realizadas en los valles de Mexicali (México) e Imperial (E.E.U.U.), después de los sismos del 15-X-79, del 8-VI-80 y del 26-IV-81.

1.7. Pasos que se seguirán en este trabajo

Para poder aceptar o rechazar nuestra hipótesis y para cumplir con nuestro objetivo, se seguirán los siguientes pasos:

- 1- En primer lugar, se hará una revisión bibliográfica relacionada con el tema.(capítulo 2).
- 2- En segundo lugar se hará una recopilación y análisis de los datos citados para obtener la correlación buscada.(capítulo 3).
- 3- Finalmente, a partir de la correlación obtenida, se propondrá un método para evaluar el potencial de licuación de depósitos de suelo granular fino (capítulo 4).

2. REVISION BIBLIOGRAFICA RELACIONADA CON EL TEMA

Para mayor claridad se ha dividido este capítulo en tres partes:

- en la primera se analizan los métodos existentes para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo, concluyéndose que los más convenientes son aquellos basados en resultados de CPT;
- de acuerdo con lo anterior, en la segunda se examinan los métodos en uso basados en CPT, señalándose que no existe hasta la fecha ninguno satisfactorio;
- teniendo en cuenta lo mencionado, en la tercera parte se analizan las correlaciones existentes entre q_c y las características del depósito de suelo explorado, con el objeto de dar una fundamentación a la correlación (entre la resistencia a la licuación y la forma en que varía q_c con la profundidad) que se propone en el capítulo siguiente.

2.1. Métodos existentes para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo

2.1.1. Introducción

En la primera parte de este capítulo se analizan los métodos existentes para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo, señalándose la conveniencia de emplear, de entre ellos, los métodos de campo.

Debido a lo anterior, se comparan los parámetros índice, obtenidos mediante pruebas in situ, que son susceptibles de correlacionarse con las características de licuación de los suelos, considerándose a la resistencia a la penetración, expresada como resistencia a la penetración de punta y por fricción lateral obtenida en pruebas de penetración con cono estático eléctrico, como el más conveniente.

Finalmente, se presentan los tipos de pruebas de penetración con cono en uso, para destacar las ventajas que ofrece la prueba de penetración con cono estático eléctrico, tipo Fugro estándar, sobre las demás (figura 2.1.).

2.1.2. Elección de un método de campo para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo

Los métodos existentes para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo pueden dividirse en tres grupos (Díaz Rodríguez, 1983):

- a. **Métodos de campo:** consisten en comparar las condiciones de los sitios en donde ocurrió o no licuación con las condiciones del lugar que se desea analizar. Están basados en correlaciones empíricas de algunas características del depósito de suelo, obtenidas mediante pruebas de campo, con el comportamiento del mismo observado en sismos previos.

- b. **Métodos simplificados:** responden a un enfoque diferente al de los métodos de campo, ya que están basados en comparar la resistencia obtenida en pruebas de laboratorio (ensayos cíclicos) con los esfuerzos que provocará el sismo, calculados en forma simplificada.
- c. **Métodos basados en el cálculo de la respuesta del terreno:** comprenden a un número creciente de modelos numéricos, para el análisis de la respuesta dinámica de suelos granulares sujetos a fuerzas sísmicas, que se utilizan actualmente para la evaluación del fenómeno de licuación de arenas. Los parámetros de las ecuaciones en que se basan dichos modelos se definen, básicamente, de pruebas ante cargas cíclicas de amplitud constante.

Para su aplicación práctica, los métodos b. y c. requieren el empleo de equipo de laboratorio, que no reproduce adecuadamente las condiciones de esfuerzo y de frontera que tiene el suelo in situ, para ensayar muestras inalteradas de suelos susceptibles de licuarse (arenas y limos, sueltos y saturados), las cuales, no obstante su nombre y debido al proceso de extracción, presentan invariablemente cambios en su compacidad relativa, en su estructura y en su grado de saturación. Estos factores, junto con las características del sismo, son fundamentales en la ocurrencia o no del fenómeno de licuación.

De todo lo expuesto en el párrafo anterior se deduce la conveniencia de emplear, en la evaluación del potencial de licuación de un depósito de suelo, enfoques que reduzcan las limitaciones de los estudios de laboratorio, es decir, métodos basados en información que provenga del comportamiento en condiciones ambientales reales, o sea, de campo.

2.1.2.1. Elección de la prueba de campo apropiada

En principio, las características de los suelos, determinadas mediante su comportamiento in situ, pueden ser correlacionadas con una variedad de parámetros índice de los mismos, tales como la resistencia a la penetración (Seed e Idriss, 1982), las propiedades eléctricas (Arulmoli y otros, 1985), la velocidad de propagación de ondas de corte (Robertson y otros, 1986) y otras. Sin embargo, a la fecha sólo se cuenta con una gran cantidad de datos provenientes de pruebas de resistencia a la penetración (especialmente de SPT), mientras

que la cantidad de datos que se tiene de las otras propiedades es considerada insuficiente como para obtener buenas correlaciones a partir de ellos.

Muchos investigadores han señalado que:

- a. La resistencia a la licuación aumenta con el esfuerzo de confinamiento, con la compacidad relativa, con la relación de pre-consolidación, con la cementación y la edad del depósito de suelo, etc..
- b. Los factores anteriores también aumentan la resistencia a la penetración y, mediante la combinación de a. con b., han concluido que al menos algún grado útil de correlación debe existir entre la resistencia a la licuación y la resistencia a la penetración. No obstante esto, el uso directo de la resistencia a la penetración (para evaluar la resistencia a la licuación) puede ser solamente de una naturaleza aproximada debido a que, hasta el presente, no se ha podido entender completamente la influencia de cada uno de los factores enunciados en a. sobre ambas.

De lo anterior se desprende la conveniencia de emplear métodos basados en datos provenientes de pruebas de resistencia a la penetración in situ y de ellos los que emplean resultados de pruebas de penetración con cono. Esto último se debe a que la SPT (que es la prueba de campo más usada en el mundo) presenta una pobre repetibilidad y una gran variabilidad entre diferentes operadores y equipos (Fletcher, 1965, señala más de treinta fuentes de errores que pueden afectar los resultados de dicha prueba). Esto puede originar cambios de hasta un 100% en los valores del número de golpes (N), los que a su vez pueden producir variaciones similares en los valores del factor de seguridad obtenidos a partir de ellos.

La prueba de penetración con cono estático eléctrico (CPT), que cada día se está volviendo más popular como una prueba de campo para la exploración y el diseño geotécnico, presenta, en cambio, mucha más repetibilidad ya que su procedimiento y equipo son fácilmente estandarizables. Desde este punto de vista resulta más adecuada para establecer correlaciones con el potencial de licuación. Además ofrece otras ventajas significativas como su simplicidad, rapidez, exactitud y registro continuo.

2.1.3. Prueba de penetración con cono

Las pruebas in situ han atraído, recientemente, considerable atención como un medio para determinar las propiedades del suelo durante la investigación de un lugar. La economía en tiempo y en esfuerzo, así como las alteraciones inevitables de las muestras ensayadas en el laboratorio, justifican la tendencia actual hacia pruebas de campo simples, consistentes y confiables.

La prueba de penetración con cono, que combina las cualidades citadas en el párrafo anterior, consiste básicamente en hincar en el terreno un penetrómetro con punta cónica mientras se registra la resistencia a la penetración (de punta, q_c , y por fricción lateral, f_s) con la profundidad.

En respuesta a la diversidad de problemas y condiciones del suelo encontradas en la práctica, se han desarrollado una gran variedad de equipos y métodos de penetración con cono.

Una detallada descripción de la tecnología actual en este campo puede verse en:

- Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, ESOPT II, Amsterdam, 1982;

- Proceedings ASCE Convention, Session 35 on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, Missouri, October 1981.

2.1.3.1. Tipos de pruebas de penetración con cono

Las pruebas de penetración con cono pueden clasificarse, según la velocidad de penetración de la punta, de la manera que se muestra en la tabla 2.1. (Baligh, 1975). De los seis grupos que aparecen en ella, los más comunes son el cuasi-estático y el dinámico. De ellos, en general, el primero es considerado superior al segundo debido a que en este último se complica adicionalmente el análisis de los resultados de la prueba al intervenir fuerzas inerciales.

De acuerdo con lo anterior, en este trabajo se analizarán exclusivamente resultados de pruebas de penetración con cono cuasi-estático, al que de aquí en adelante se lo llamará simplemente estático.

2.1.3.2. Pruebas de penetración con cono estático

Hasta hace algunos años atrás, el equipo y el procedimiento de la prueba de penetración con cono estático no habían sido estandarizados y se desarrollaron, por lo tanto, algunas técnicas generalmente aceptadas.

"El cono holandés" (figura 2-2-a), el cual es ampliamente usado, tiene un área de 10 cm^2 en la base (36 mm de diámetro) y un ángulo en la punta de 60° . Se hinca, con una velocidad de 1.5 a 2 cm/seg, por medio de barras internas de 15mm de diámetro, que se mueven libremente dentro de tubos exteriores de 36mm de diámetro externo (usualmente en secciones de 1 m).

Primero se mide, por medio de una celda de presión a aceite ubicada en la superficie, la fuerza de penetración necesaria para hincar 8 cm al cono solamente. Después de esto, se hincan 20 cm los tubos exteriores y, en consecuencia, en los últimos 12 cm de este intervalo dichos tubos se mueven junto con el cono. Este procedimiento se repite luego, obteniéndose de este modo lecturas intermitentes cada 20 cm a lo largo de la profundidad del sondeo.

Para evitar la introducción de suelo dentro del espacio entre el cono y los tubos exteriores, el Delft Soil Mechanics Laboratory desarrolló el llamado "cono con manto" (figura 2.2.b), el cual está en uso todavía. Begemann ideó posteriormente el llamado "cono con forro de adhesión" (fig. 2.2.c), el cual permite medir, además de la resistencia a la penetración de punta (q_c), la resistencia por fricción lateral (f_s) por medio de un forro o mango de 36 mm de diámetro y de 150 cm² de área lateral, ubicado por encima del cono. El procedimiento que se debe seguir para obtener una lectura completa con dicho cono es el siguiente:

1. Los tubos exteriores se mantienen en su lugar, mientras que las barras internas se presionan hacia abajo para que el cono avance 4 cm, registrándose en este intervalo el valor de q_c .
2. Se hacen avanzar las barras internas otros 4 cm, durante los cuales el cono, mediante un dispositivo especial, arrastra al forro de manera que ambos se muevan juntos hacia abajo. En este intervalo se registra el valor combinado de q_c y f_s .
3. Los tubos exteriores se hincan 20 cm y, en consecuencia, en los últimos 16 cm de este intervalo

se mueven junto con el forro y en los últimos 12 cm, del mismo intervalo, junto con el cono también.

Desde 1950, las investigaciones sobre la prueba de penetración con cono estático fueron dirigidas hacia el uso de dispositivos eléctricos de medición (transductores), que permitieran mediciones continuas de q_c y de f_s durante la penetración a una velocidad constante de 2 cm/seg. Actualmente, dos tipos de conos eléctricos son los más usados: "el cono Fugro" (figuras 2.3.b y 2.4) y "el cono Delft" (figura 2.3.a). Las principales diferencias entre ambos radican en la forma del forro de fricción ubicado detrás del cono, y en los detalles de los sistemas de medición. El primero es el más ampliamente usado.

La tabla 2.2 (Baligh, 1975) presenta, en forma de resumen, los tipos de conos estáticos en uso.

2.1.3.3. Estandarización de los conos estáticos

Tanto en el reporte del Subcomité para la Estandarización de las Pruebas de Penetración en Europa, de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones (1977), como en la norma D3441 de la ASTM (1979), se acepta como estándar un cono con 10 cm² de área en la base, un ángulo en la punta de 60°, un forro o mango de fricción de 150 cm² de área lateral (ubicado detrás del cono) y con una velocidad de penetración de 2 cm/seg.

2.1.3.4. Comparación entre los resultados obtenidos con cono estático mecánico y eléctrico

Los errores que afectan a las mediciones con cono estático mecánico y con cono estático eléctrico aparecen descritos en detalle en los trabajos de De Ruiter

(1971, 1981 y 1982). Independientemente de ellos, debe esperarse una diferencia entre los valores de q_c y de f_s medidos con ambos tipos de conos, debido a dos razones: en primer lugar, a la influencia de la forma del penetrómetro y en segundo lugar, a la diferencia en el método de avance del cono.

En la figura 2.6 (Schmertmann, 1978-a) se presenta un resumen de los datos obtenidos por Schmertmann, hasta 1978, en lo que se refiere a la relación entre q_c obtenido con cono estático mecánico y q_c obtenido con cono estático eléctrico tipo Fugro. Es conveniente aclarar que dichos datos no muestran claramente, aún cualitativamente, los efectos de variables posiblemente significativas tales como la profundidad, las condiciones de esfuerzo in situ, la granulometría del suelo y la presión de poro generada durante la penetración.

El penetrómetro estático mecánico de fricción, ideado por Begemann, no separa completamente la fricción y la carga de punta en la medición de q_c y de f_s . Dependiendo del tipo de suelo y de su consistencia, puede desarrollarse algo de fricción en el forro corto ahusado que se encuentra detrás del cono, mientras que el filo inferior de la manga de fricción puede encontrar algo de resistencia por punta. Además, el cálculo de la relación f_s/q_c sufre una pérdida de precisión potencial debido a que las dos mediciones, q_c y f_s , no son tomadas al mismo nivel en el suelo. Dicha diferencia es de 20 a 25 cm y puede ser importante en

depósitos estratificados. Por todo lo anterior, los valores de f_s y, en consecuencia, los valores de f_s/q_c medidos con cono mecánico pueden no ser del todo confiables.

2.1.3.5. Ventajas y desventajas de los conos estáticos mecánicos y eléctricos

Los conos estáticos eléctricos ofrecen ventajas obvias en lo que se refiere a la calidad de la prueba. La repetibilidad de la misma con dichos conos es excelente, siempre y cuando el equipo esté bien calibrado. Más aún, la medición continua resulta en una mayor resolución y en una imagen más precisa de los depósitos altamente estratificados.

La prueba de penetración con cono estático eléctrico requiere, por otro lado, operadores bien entrenados y equipo técnico adecuado para la calibración y mantenimiento del sistema. Las unidades de campo necesitan ser equipadas con instrumentos para verificar la calibración del penetrómetro y el funcionamiento correcto del equipo de registro. Después de completar satisfactoriamente las verificaciones mencionadas, los resultados de la prueba se vuelven prácticamente independientes del operador y no están sujetos, por lo tanto, a errores humanos.

Los penetrómetros estáticos eléctricos son indispensables para exploraciones en condiciones difíciles, como por ejemplo en el mar. Además, ofrecen la ventaja de permitir la incorporación de sensores adicionales, tales como: medidores de presión de poro, inclinómetros, medidores de temperatura, medidores de la respuesta acústica del terreno, medidores nucleares de densidad y dilatómetros.

Los conos estáticos mecánicos, en cambio, tienen como principales ventajas su simplicidad de operación y su bajo costo. Con el mantenimiento adecuado del equipo y con operadores experimentados, la calidad y la confiabilidad de los resultados no es necesariamente muy inferior a aquella obtenida con el cono estático eléctrico, excepto en el caso de depósitos de suelo muy estratificados con variaciones bruscas en el valor de q_c . La calidad de los resultados depende mucho, sin embargo, de la capacidad del operador.

Como consecuencia de todo lo expresado, la tendencia actual es hacia el uso cada vez mayor de los conos estáticos eléctricos, tipo Fugro estándar.

2.1.4. Conclusiones

- . La forma más conveniente de evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo es por medio de algún método basado en información que provenga del comportamiento en condiciones ambientales reales, es decir, de campo.
- . De las propiedades índice de los suelos que se pueden obtener mediante pruebas de campo, la resistencia a la penetración es la que ofrece las mayores ventajas para ser correlacionada con las características de licuación debido, fundamentalmente, a la gran cantidad de datos con que se cuenta sobre la misma.
- . De entre las pruebas de campo existentes para medir la resistencia a la penetración, la prueba de penetración con cono estático eléctrico (CPT), tipo Fugro estándar, resulta la más adecuada para establecer este tipo de correlaciones debido principalmente a la gran repetibilidad que presenta y a que permite la medición de la resistencia a la penetra

ción en forma continua. Con base en esto, en la siguiente parte de este capítulo se analizan los métodos en uso hasta la fecha, para evaluar el potencial de licuación de depósitos de suelo en función de los resultados obtenidos con dicha prueba de penetración.

2.2. Métodos existentes para evaluar el potencial de licuación con base en CPT

2.2.1. Introducción

Teniendo en cuenta las conclusiones a las que se arribó en la primera parte de este capítulo, en ésta se analizan los métodos existentes para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo, con base en resultados de pruebas de penetración con cono estático eléctrico (CPT).

En primer lugar se exponen los que involucran la conversión de los valores de la resistencia a la penetración de punta, q_c , en valores de número de golpes N (de prueba de penetración estándar SPT) equivalentes para luego aplicarlos en métodos basados en resultados de SPT (Seed e Idriss, 1982; Robertson y Campanella, 1985).

A continuación se presentan el método de Zhou (1980 y 1981) y una carta de clasificación de suelos modificada por Robertson y Campanella (1985). En el primero, Zhou a partir de un análisis estadístico de datos de CPT, extraídos de algunos lugares de China que sufrieron licuación, obtuvo una expresión para calcular el valor crítico de la resistencia a la penetración de punta ($q_{c\text{crit.}}$) que separa condiciones de licuación y de no licuación hasta profundidades de 15 m.. En el segundo, Robertson y Campanella modificaron una carta de clasificación de suelos, con base en valores de q_c y de la relación f_s/q_c , para permitir una estimación preliminar de la susceptibilidad a la licuación de suelos arenosos.

Finalmente, después de analizar los métodos anteriores se concluye que, hasta la fecha, no existe un método satisfactorio para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo basado en la forma en que varía q_c con la profundidad (figura 2-6).

2.2.2. Método de Seed y otros (1983 y 1985)

Básicamente es el mismo método desarrollado por estos investigadores para evaluar el potencial de licuación de depósitos de suelo granular (usando datos obtenidos con SPT), pero con la diferencia de que se usan gráficas de correlación modificadas (fig. 2.11). Las mismas están en función de q_c , obtenida con CPT, en lugar de los originales (fig. 2.7) en función de N , obtenido con SPT. Esta modificación se hizo con base en correlaciones entre q_c y N establecidas por Schmertmann (1978-a).

La aplicación del método original se hace con el apoyo de la figura 2.7, en la que se incluye el punto cuyas coordenadas son la relación de esfuerzos cíclicos promedio ($\frac{\tau_{prom}}{\sigma'_v}$) y el número de golpes corregido (N_1) obtenido con SPT.

La relación de esfuerzos cíclicos promedio se calcula, en forma simplificada, mediante:

$$\frac{\tau_{prom}}{\sigma'_v} = 0.65 \frac{a_{m\acute{a}x.}}{g} \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} r_d \quad (2.1)$$

donde:

- $a_{m\acute{a}x.}$ = aceleración máxima de la superficie del terreno
- g = aceleración de la gravedad
- σ_v = Esfuerzo vertical total en la capa de suelo granular bajo consideración
- σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo en la capa de suelo granular bajo consideración
- r_d = Factor de reducción. Se puede obtener de la figura 2.8 o calcularse, en forma aproximada, suponiendo una variación lineal entre los valores 1, que corresponde

a la superficie del terreno, y 0.9, que corresponde a una profundidad de 35 pies (10.67 m).

El número de golpes corregidos se obtiene de:

$$N_1 = C_N \cdot N \quad (2.2)$$

donde:

N_1 = valor de N normalizado, es decir, valor que tendría N bajo una presión efectiva de sobre carga de 1 kg/cm^2 .

C_N = Factor de corrección. Se puede obtener de la figura 2.9 o calcularse, en forma aproximada, con la expresión:

$$C_N = 1 - 1.25 \log \frac{\sigma_v'}{\sigma_v' + v_1}, \text{ en la cual } \sigma_v' = 1 \text{ kg/cm}^2.$$

La curva que aparece en la figura 2.7 separa condiciones de licuación y de no licuación para sismos de magnitud $M = 7.5$. Para sismos de otras magnitudes deben multiplicarse las ordenadas de dicha curva por los factores de escala que aparecen en la tabla 2.3, para obtener las curvas límite correspondientes tal como se muestran en la figura 2.10.

Las curvas anteriores son aplicables a arenas limpias, es decir, a suelos con tamaño efectivo medio de grano (D_{50}) mayor que 0.25 mm. Sin embargo, pueden aplicarse también a arenas limosas, D_{50} menor que 0.15 mm, sumando previamente 7.5 al valor de N_1 correspondiente.

Tal como se expresa en la primera parte de este inciso, mediante las correlaciones establecidas por Schmertmann (1978-a):

$$q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} = \begin{cases} 4 \text{ a } 5 \text{ N para arenas limpias} \\ 3.5 \text{ a } 4.5 \text{ N para arenas limosas} \end{cases}$$

se modificaron las curvas límite originales para permitir su empleo en función de q_{c1} . Este es el valor de q_c (obtenido con CPT) normalizado, es decir, el valor que tendría q_c bajo una presión efectiva de sobrecarga de 1 kg/cm^2 y que se obtiene de:

$$q_{c1} = q_c \cdot C_{q_c} \quad (2.2')$$

donde:

C_{q_c} = factor de corrección. Se obtiene de la figura 2.9.

Estas curvas límite modificadas se presentan en las figuras 2.11.a y 2.11.b para arenas limpias y para arenas limosas, respectivamente.

2.2.3. Método de Robertson y Campanella (1985)

En forma resumida se puede decir que este método se obtuvo correlacionando valores de q_c con valores de la compacidad relativa (C_r) y de N (previamente correlacionados por otros investigadores con valores de la relación de esfuerzos cíclicos, τ/σ'_v , que producen licuación) para, a partir de ellos, obtener una curva límite (entre las condiciones de licuación y de no licuación) de características intermedias.

En efecto, en función de la curva límite obtenida por Christian and Swiger (1975), que correlaciona a τ/σ'_v con C_r (fig. 2.12), y de las correlaciones entre C_r y q_c establecidas por Baldi y otros (1982), se obtuvo la figura 2.13. Luego, a partir del método de Seed y otros (1983), ya descrito, se obtuvo otra curva límite que separa los pares de valores de τ/σ'_v y de q_c que produ-

cen licuación de los que no la producen. Para ello, Robertson y Campanella tuvieron que valerse de las correlaciones presentadas en las figuras 2.14 y 2.15, para obtener los valores de q_c normalizados (q_{c1}), es decir para una presión de sobrecarga de 1 kg/cm^2 , y para transformar los valores de N en q_c , respectivamente. Finalmente, en la figura 2.16 aparece una comparación entre las dos curvas anteriores, basadas en correlaciones con C_r y con N , y la curva propuesta por Robertson y Campanella, quienes la trazaron de acuerdo con lo siguiente:

1. Factores tales como la edad, la cementación y la historia de esfuerzos tienden a incrementar la resistencia a la licuación del depósito de suelo granular. Por lo tanto, una relación basada en C_r , tal como la mostrada en la figura 2.13, puede tender a subestimar dicha resistencia y, en consecuencia, la curva propuesta debe estar por encima de la curva basada en C_r .
2. La correlación con SPT está basada en una gran cantidad de observaciones de campo que incluyen factores tales como la edad, la cementación y la historia de esfuerzos del depósito de suelo granular. Por lo tanto, la relación basada en datos de SPT tenderá a ser más representativa del comportamiento de campo. No obstante, como el valor de $q_c/N = 4.5$ es un valor promedio considerado bajo para arenas ($D_{50} > 0.25 \text{ mm}$), ya que el mismo se hace mayor a medida que las arenas se hacen más gruesas y a medida que se hace mayor la energía entregada por el martillo a las barras en la prueba SPT, la curva propuesta debe estar por debajo de la curva basada en SPT.

Como la correlación propuesta (fig. 2.16) es aplicable solamente a arenas limpias con $D_{50} > 0.25$ mm y basándose en trabajos de Zhou (1981), Robertson y Campanella produjeron una segunda correlación para suelos con $D_{50} < 0.15$ mm, es decir para arenas limosas, mediante el decrecimiento de la correlación propuesta para arenas en un valor de $q_c = 40$ kg/cm² aproximadamente (fig. 2.17).

Las curvas que aparecen en las figuras 2.16 y 2.17 separan condiciones de licuación y de no licuación para sismos de magnitud $M = 7.5$. Para sismos de otras magnitudes, al igual que en el método anterior, deben multiplicarse las ordenadas de dichas curvas por los factores de escala que aparecen en la tabla 2.3, para obtener las curvas límite correspondientes.

Este método se aplica de la misma manera que el método de Seed y otros (1983 y 1985) ya descrito.

2.2.4. Método de Zhou (1980).

Estudios de licuación efectuados en China, permitieron establecer a Zhou, por medio de un análisis estadístico, una correlación entre las condiciones sísmicas que causan licuación y q_c , en arenas limpias. En esta correlación, el valor crítico de la resistencia a la penetración de punta, $q_{c \text{ crit.}}$ (en kg/cm²), que separa condiciones de licuación y de no licuación hasta una profundidad de 15 m, se determina mediante:

$$q_{c \text{ crit.}} = q_{c0} \left[1 - 0.065(H_w - 2) \right] \left[1 - 0.05(H_0 - 2) \right] \quad (2.3)$$

donde:

H_w = profundidad del nivel del agua bajo la superficie de la tierra, en metros.

H_0 = profundidad de la parte superior de la capa de arena considerada, en metros.

q_{c0} = función de la intensidad del sismo, según la escala Mercalli modificada, como se muestra en la tabla 2.4.

Esta ecuación empírica fue establecida con base en datos de pruebas de campo realizadas sobre arenas limpias, es decir, con pequeño contenido de finos ($D_{50} = 0.25$ mm). También puede aplicarse a arenas limosas ($D_{50} = 0.07$ mm) si a los valores de q_c obtenidos se les suma, previamente, la cantidad Δq_c (en kg/cm^2) calculada mediante la siguiente expresión (Zhou, 1981):

$$\Delta q_c = 584 (\sigma'_v + 0.7) \Delta \tau_L^2 \quad (2.4)$$

donde:

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo, en kg/cm^2

$\Delta \tau_L / \sigma'_v$ = Variación en la relación de esfuerzos cíclicos que produce licuación, para veinte ciclos, en función del porcentaje en peso de partículas que pasan por la malla No. 200 (contenido de finos, CF). Se puede estimar con la siguiente fórmula $\Delta \tau_L / \sigma'_v = 0.0022 S$ a $0.0075 CF$ (≤ 0.175).

2.2.5. Carta para identificación de suelos susceptibles de licuarse mediante q_c y f_s/q_c (Robertson y Campanella, 1985)

Con base en la experiencia adquirida en la University of British Columbia, Robertson y Campanella adaptaron la carta de clasificación de suelos (en función de q_c

y de f_s/q_c) desarrollada por Martín y Douglas (1981), marcando un área, la zona A, en la cual quedan comprendidos los suelos susceptibles de licuarse (fig.2.18).

Las arenas limpias, cuarzosas, sueltas (con $D_{50} > 0.25$ mm) tienden a caer en la parte superior de dicha zona (con q_c comprendido entre 30 y 150 kg/cm^2 y f_s/q_c menor que 1%), mientras que las arenas limosas sueltas y los limos (con $D_{50} < 0.15$ mm) tienden a caer en la parte inferior de la misma, ya que un decrecimiento en el tamaño medio de grano tiende a causar una disminución en el valor de q_c .

Esta carta puede usarse solamente para hacer una identificación preliminar de los suelos susceptibles a la licuación y se puede ir ajustando de acuerdo con datos relevantes adicionales que se vayan reportando.

2.2.6. Conclusiones

- Los métodos para evaluar la resistencia a la licuación de depósitos de suelo granular fundamentados en transformar valores de q_c en valores de N equivalentes, para luego aplicarlos en métodos basados en SPT, están apoyados en relaciones empíricas y requieren en consecuencia, una verificación de campo considerable. Es importante destacar que no usan directamente los valores obtenidos con CPT sino indirectamente, a través de correlaciones no del todo confiables en muchas ocasiones.
- El método de Zhou, que está basado en un análisis estadístico de datos provenientes de CPT obtenidos en distintos lugares de China, presenta el inconveniente de que el cono estático eléctrico empleado (fig.2.19) para obtener esos datos tiene la misma forma que el tipo Fugro estándar, usado en los demás métodos, pero dimensiones diferentes y por lo tanto existe una diferencia en los resultados.

- La carta de clasificación de suelos (en función de q_c y de f_s/q_c) modificada por Robertson y Campanella, permite solamente una identificación preliminar de los suelos susceptibles de licuarse.
- En los métodos descritos en este capítulo, que aparecen en forma comparativa en la figura 2-20, se considera que el incremento en el CF de una arena produce una disminución en el valor de q_c y un aumento en la resistencia al corte cíclico del suelo, sin tener en cuenta si esos finos son de naturaleza cohesiva o no. En efecto, en dichos métodos se estima el incremento que sufre la relación de esfuerzos cíclicos ($\Delta\tau/\sigma'_v$), en función del CF o del D_{50} , por medio de fórmulas empíricas (estas fórmulas conducen, en muchos casos, a estimaciones de los valores de $\Delta\tau/\sigma'_v$ que pueden diferir hasta en más de un 300%, tal como puede verse en el trabajo de Zhou, 1981). Luego, a partir del $\Delta\tau/\sigma'_v$ estimado y mediante fórmulas empíricas nuevamente, se obtiene en forma aproximada la disminución en la resistencia a la penetración que se produce por el mismo motivo.
- En este trabajo no se sigue el enfoque anterior porque además de la falencia ya indicada, de no tener en cuenta si los finos son de naturaleza cohesiva o no, está basado en expresiones empíricas obtenidas a partir de pruebas dinámicas realizadas, en laboratorio, sobre muestras "inalteradas" y, por lo tanto, tal como se expresó en el capítulo 1, no refleja la situación real de campo. Como un ejemplo sobre la importancia de considerar la naturaleza de los finos se cita el caso de las presas de Jales, las cuales, a pesar de tener CF de hasta un 90%, se han licuado en distintas partes del mundo (Okusa y otros, 1980) debido al carácter no cohesivo de la fracción pasa tamiz N° 200 que contienen. Por el contrario, de acuerdo con las evidencias de campo con que se cuenta hasta el presente (Tokimatsu y Yoshimi, 1983), puede decirse que suelos arenosos con apenas un 20% de finos, pero de naturaleza arcillosa, difícilmente se licuarán.

- Finalmente, de todo lo expuesto se deduce que hasta la fecha, no existe un método satisfactorio que correlacione a la resistencia a la licuación con la forma en que varía q_c con la profundidad en un depósito de suelo. Teniendo en cuenta esto, en el capítulo 3 se analiza una serie de datos de CPT con el objeto de obtener una correlación de tales características. Previamente, en la parte siguiente de este capítulo, se examinan las correlaciones existentes entre q_c y las características del depósito de suelo explorado.

2.3. Correlaciones existentes entre q_c y las características del depósito de suelo

2.3.1. Introducción

Con base en las conclusiones a las cuales se arribó en la segunda parte de este capítulo, en ésta se analizan las correlaciones existentes entre q_c y las características del depósito de suelo explorado, con el objeto de dar una fundamentación a la correlación que se propone en el capítulo 3.

Con este propósito se examinan las teorías existentes en torno a la penetración con cono, concluyéndose que las teorías basadas en conceptos de expansión de cavidades, si bien se aproximan bastante al comportamiento real, no son de aplicación práctica debido a su naturaleza compleja y a que demandan la realización de pruebas de laboratorio sobre muestras "inalteradas". A causa de lo anterior, a continuación se analizan las correlaciones empíricas existentes, comprobándose que de entre ellas la propuesta por Schmertmann (1978-h), a pesar de las limitaciones propias de este tipo de expresiones, es la que da de un modo más cercano a la realidad la manera en que varía q_c con la profundidad en depósitos de suelo granular fino. En consecuencia, se concluye que toda correlación entre la resistencia a la licuación y la forma en que varía q_c con la profundidad, debe ser de carácter empírico y debería estar expresada por curvas (q_c en función de Z) que respondan aproximadamente a expresiones como la anterior (figura 2.21).

Finalmente, se explica por qué f_s sólo se debe usar con carácter de apoyo de la citada correlación entre q_c y el potencial de licuación.

2.3.2. Búsqueda de una expresión que relacione a q_c con las características del depósito de suelo granular fino explorado

Debido a que la penetración con cono produce cambios en el estado de esfuerzos y de deformaciones alrededor del penetrómetro, no ha sido desarrollada todavía una solución teórica de carácter general para este problema.

Además de las características propias del penetrómetro (geometría y tamaño del cono, velocidad de penetración, fricción mecánica, defectos de manufactura, etc.), el valor de q_c está influido por una gran cantidad de variables propias del depósito de suelo tales como el tipo de suelo, la compactación relativa, el nivel de esfuerzos, el comportamiento esfuerzo-deformación, etc., lo cual hace impensable, por lo tanto, que todos estos factores pueden ser tenidos en cuenta por una fórmula ^{única} que relacione al valor de q_c con parámetros del suelo tales como su resistencia y compresibilidad.

2.3.2.1. Análisis de las teorías existentes

Las teorías en torno de la penetración con cono pueden dividirse en dos categorías principales:

- a. Las que están basadas en la teoría de capacidad de carga (Mitchell y Durgunoglu, 1973 y Senneset y otros, 1982)
- b. Las que están basadas en la teoría de expansión de cavidades (Baligh, 1975 y Vesic, 1972)

La resistencia de punta de los penetrómetros, en un medio granular, excede a menudo los niveles de es-

fuerzo que comunmente se encuentran en otras aplicaciones de la mecánica de suelos. Un análisis realístico del proceso de penetración con cono en un medio granular debe estar basado, por lo tanto, en la respuesta del suelo a esfuerzos elevados (50 a 300 kg/cm²), la cual difiere del comportamiento ordinario, a niveles de esfuerzo del orden de 1 a 2 kg/cm², en dos aspectos importantes:

1. El decrecimiento del ángulo de fricción interna con el esfuerzo normal medio, es decir que la envolvente de falla de Mohr-Coulomb no es recta sino que realmente es convexa.
2. El decrecimiento significativo de volumen que tiene lugar bajo corte aún para medios granulares densos.

Estos dos factores, que tienden a disminuir el valor de q_c , no son tenidos en cuenta por las teorías clásicas de capacidad de carga, las cuales, en consecuencia, predicen que q_c crecerá linealmente con la profundidad en un depósito de arena uniforme. Mientras que, por el contrario, mediciones reales muestran que, después de una cierta profundidad conocida como crítica, las gráficas de q_c en función de la profundidad se vuelven ahusadas y, en algunos casos, se aproximan a un valor constante (figura 2-22). Esta profundidad crítica, variable entre 10 y 20 diámetros de penetrómetro aproximadamente, podría marcar la transición entre el proceso de penetración por falla por corte y el de penetración por compresión, rotura de granos y expansión de cavidades.

Basándose en conceptos de expansión de cavidades, Vesic (1972) elaboró una teoría para la resistencia de punta que tiene en cuenta las características de compresibilidad y de cambio de volumen del suelo. Posteriormente, Baligh (1975) desarrolló adicionalmente dicha teoría para incorporar también la curvatura de la envolvente de falla y tener en cuenta, de esta forma, los dos factores citados antes (1. y 2.). Diversas investigaciones realizadas en cámaras de presión con condiciones de frontera controladas (Baldi y otros, 1981, 1982 y 1985; Miura y otros, 1984 y Smits, 1982), han mostrado que los valores de q_c calculados con la teoría de Baligh son los que más se aproximan a los valores de q_c experimentales. Sin embargo, esta teoría presenta la desventaja de requerir para su aplicación la determinación previa de una cantidad considerable de parámetros de compresibilidad y de resistencia al corte, los que demandan a su vez la realización de pruebas de laboratorio sobre muestras "inalteradas". Como consecuencia de esto último, no se puede determinar en muchos casos, especialmente en depósitos en estado medio denso a suelto, si las diferencias entre los valores de q_c medidos y los calculados se deben a falencias propias de la teoría mencionada o a alguna deficiencia de los parámetros usados (Baldi y otros, 1981).

Teniendo en cuenta lo anterior se puede concluir que:

1. Las teorías clásicas de capacidad de carga serían aplicables únicamente al caso de penetración poco profunda en suelos densos.
2. Las teorías basadas en conceptos de expansión

de cavidades contribuyen para un mejor entendimiento del proceso de penetración con cono, pero no son de aplicación práctica debido a su naturaleza compleja y a que demandan la realización de pruebas de laboratorio sobre muestras "inalteradas".

3. De los dos puntos anteriores se deduce que la correlación buscada entre q_c y las características del depósito deberá ser de naturaleza empírica.

2.3.2.2. Análisis de las correlaciones empíricas existentes

Desde 1970 a la fecha se han realizado numerosos estudios en cámaras de presión con condiciones de frontera controladas (conocidas como cámaras de calibración), en diferentes partes del mundo, con el objeto de estudiar la relación existente entre q_c , C_r y el estado de esfuerzos efectivos in situ en suelos arenosos (Schmertmann, 1978-b; Chapman y Donald, 1981; Baldi y otros, 1981, 1982 y 1985; Smits, 1982 y Miura y otros, 1984).

A partir de los resultados obtenidos en dichos trabajos, puede concluirse que no existe una relación única entre q_c , C_r y el estado de esfuerzos efectivos in situ, aplicable a todo tipo de suelos arenosos, debido a que hay otros factores que también influyen sobre el valor de q_c . A pesar de esto, como se verá más adelante, este tipo de pruebas ha permitido una mejor comprensión de la importancia relativa de varios de los factores que influyen sobre la penetración con cono en los suelos mencionados.

Todos los estudios realizados en cámaras de calibración, con condiciones de esfuerzo y de compacidad controlados, han mostrado que, para una C_r determinada, q_c varía con σ'_v aproximadamente como se indica en la figura 2.23. En la misma puede verse que, a partir de un pequeño valor (punto "a") para $\sigma'_v=0$ (en la superficie), q_c crece casi linealmente hasta un punto "b". A partir de dicho punto, el rompimiento de los granos se vuelve importante y progresivamente más severo con el aumento de σ'_v y, como consecuencia de esto, la gráfica deja de ser recta y se vuelve más ahusada. En arenas cuarzosas comunes, el punto "b" se produce para $q_c \cong 100 \text{ kg/cm}^2$, mientras que en arenas de granos muy competentes, como la de Ottawa por ejemplo, este punto puede corresponder a valores de q_c mayores que 300 kg/cm^2 y en arenas de granos muy poco competentes, a valores de q_c menores de 100 kg/cm^2 .

Del párrafo anterior se deduce que todas las curvas que representan la variación de q_c en función de σ'_v y de C_r , obtenidas en cámaras de calibración, presentan una forma similar y responden aproximadamente a una ecuación del siguiente tipo (Baldi y otros, 1985):

$$q_c = C_0 \sigma'_v C_1 \cdot \exp.(C_2 - C_r\%/100) \quad (2-5)$$

en la cual C_0 , C_1 y C_2 son constantes cuyo valor depende de los siguientes factores:

1. Tipo de arena: casi todas las investigaciones efectuadas hasta el presente corresponden a arenas uniformes, limpias, pero con variaciones en lo que respecta a su composición mineralógica, a su forma y tamaño de partículas, a su grado de

saturación y al método empleado para la formación de la muestra a ensayar dentro de la cámara.

2. Tamaño de la cámara y condiciones de frontera.

2.3.2.3 Elección de la expresión de Schmertmann (1978-b)

Teniendo en cuenta lo expuesto hasta aquí, se puede concluir que toda correlación entre la resistencia a la licuación y la forma en que varía q_c con la profundidad, debe ser de carácter empírico y debería estar expresada por curvas (q_c en función de Z) que respondan aproximadamente a expresiones como la de Schmertmann (1978-b):

$$q_c = 12.31 \times \sigma_v'^{0.71} \times \exp. (2.91 \times C_r\%/100) \quad (2-6a)$$

$$q_c/\sigma_v' = 12.31 \times \sigma_v'^{-0.29} \times \exp. (2.91 \times C_r\%/100) \quad (2-6b)$$

Además la misma es aplicable a arenas uniformes, limpias, compuestas por cuarzo principalmente, finas y saturadas, cuando son penetradas con cono estático eléctrico, tipo Fugro estándar, a una velocidad de 2 cm/seg y dichas características coinciden, a grandes rasgos, con las de los suelos que se analizan en el capítulo siguiente. Si bien en esta ecuación no se tienen en cuenta los efectos del tamaño de la cámara, esto no constituye un factor importante en este caso debido a que en suelos arenosos de C_r media a suelta, como los que se licuaron en los Valles Imperial y de Mexicali, su influencia es muy pequeña. Asimismo, las condiciones de frontera empleadas para su determinación, intermedias entre las condiciones de esfuerzo constante y de volumen constante, se aproximan bastante bien a las condiciones promedio in situ.

Es importante aclarar, también, que la expresión (2-6), que aparece representada en la figura 2-24, al igual que todas las de su tipo obtenidas en ca máras de calibración, es aplicable solamente a arenas normalmente consolidadas, no cementadas y geológicamente recientes y que estas características son satisfechas por los depósitos de suelo granular fino que se analizan en el capítulo siguiente.

2.3.2.4. Limitaciones de la expresión de Schmertmann (1978-b)

Al usar este tipo de correlaciones empíricas se deben tener presentes siempre sus limitaciones. En tre las principales figuran:

1. Que han sido establecidas con base en pruebas sobre muestras redepósitadas en laboratorio, lo cual les da una estructura que no necesariamente responderá a la penetración con cono de la misma manera que un depósito natural de arena.
2. Que resulta difícil aplicarlas a depósitos preconsolidados o cementados debido a:
 - . Las dificultades inherentes a la medición de σ'_{ho} in situ y a la determinación de la historia de esfuerzos de un depósito natural de arena.
 - . La imposibilidad de simular, en cámaras de calibración, procesos de cementación.
3. Que deben aplicarse con cautela a arenas con un contenido de finos significativo (porcentaje en peso que pasa por la malla No. 200 mayor que el 10%), porque éste reduce su per

meabilidad y se generarán, en consecuencia, presiones de poro positivas o negativas, según la compacidad del depósito. Por lo tanto, este tipo de suelos dará valores de q_c más bajos si están sueltos y más altos si están en estado denso, que los que se obtengan con la expresión (2-6), para valores dados de σ'_v y de C_r . Como resulta difícil lograr especímenes de una misma densidad pero con diferentes contenidos de finos, se cuenta con muy pocos datos cuantitativos al respecto. Debido a esto, al tratar con este tipo de suelos se deberá usar el criterio y quizás alguna correlación local.

4. Que como en un mismo depósito de arena el tamaño de grano y el contenido de finos puede variar considerablemente y, adicionalmente, la composición mineralógica y la forma de grano puede diferir de un depósito a otro (y con ello la compresibilidad), los resultados que se obtengan con este tipo de correlaciones empíricas serán sólo de carácter aproximado.
5. Que como en cualquier correlación en la que interviene C_r , los métodos empleados para determinar los pesos volumétricos secos máximos, ^{mínimos} y de prueba constituyen una importante fuente de error.

A pesar de las limitaciones señaladas, en depósitos normalmente consolidados formados, principalmente, por suelos granulares finos saturados que comprendan desde arenas cuarzosas muy finas hasta limos gruesos, no cementados y geológicamente recientes como los analizados, este tipo de correlaciones empíricas resulta muy valioso porque con-

tribuye a entender la forma en que se produce la penetración con cono, así como la importancia relativa de los factores que intervienen en ella (véase la Tabla II en Schmertmann, 1978-b), para por medio de esto conocer, de manera aproximada, la forma en que varía q_c (y por lo tanto q_c/σ'_v) con la profundidad, para diferentes compacidades relativas.

2.3.3. El uso de f_s con carácter de apoyo de la correlación establecida entre q_c y el potencial de licuación

La investigación realizada hasta el presente ha permitido un mejor entendimiento del mecanismo de penetración con cono en suelos no cohesivos, particularmente con respecto al comportamiento de la carga por punta. No obstante esto, es notable la falta de investigación en lo que se refiere a la interpretación y significancia de la fricción lateral.

Tal como se indica en 3.3.1.1, el valor de f_s , usado directamente o indirectamente a través de la relación f_s/q_c , es fundamental juntamente con q_c para la determinación del perfil del suelo en profundidad a partir de los resultados de CPT. Sin embargo, en muchas ocasiones debe usarse con cuidado, especialmente si se ha obtenido con cono mecánico, por las razones señaladas en 2.1.3.4.

Al igual que en el caso de q_c , observaciones de campo y experimentos de laboratorio sobre muestras de grandes dimensiones han mostrado que después de una cierta profundidad, conocida como crítica (también de entre 10 y 20 diámetros de penetrómetro, aproximadamente), las gráficas de f_s en función de la profundidad, en un depósito de arena homogéneo, se vuelven ahusadas y, en algunos casos, se aproximan a un valor constante (figura 2-25). Sin embargo, a pesar

de que la mayoría de los autores coinciden en evaluar a f_s , por encima de la profundidad crítica, con un enfoque teórico simplista similar al usado para analizar la resistencia al deslizamiento de un cuerpo rígido en contacto con el suelo, llegan a valores de f_s muy distintos debido a diferencias en los valores del coeficiente de fricción entre el suelo y la superficie del penetrómetro, de los esfuerzos normales que actúan sobre ella y de la profundidad crítica que consideran.

De todo lo anterior se deduce que, en la actualidad, resulta mucho más difícil evaluar la forma en que influyen las características del penetrómetro y del depósito de suelo arenoso sobre el valor de f_s que sobre el valor de q_c . Debido a ello, f_s sólo se debe usar con carácter de apoyo de la correlación (entre q_c y el potencial de licuación) citada en el punto 2.3.2.3.

2.3.4. Conclusiones

- . Debido a que la penetración con cono produce cambios complejos en el estado de esfuerzos y de deformaciones alrededor del penetrómetro, no ha sido desarrollada todavía una solución teórica de carácter general para este problema. De entre ——— las teorías existentes, las basadas en conceptos de expansión de cavidades son las que más se aproximan al comportamiento real, pero no son de aplicación práctica debido a su naturaleza compleja y a que demandan la realización de pruebas de laboratorio sobre muestras "inalteradas".
- . Todas las curvas que representan la variación de q_c en función de σ'_v y de C_r , obtenidas en cámaras de calibración para diferentes suelos granulares finos, presentan una forma similar y responden aproximadamente a una ecuación

ción como la (2-5). De entre ellas la propuesta por Schmertmann (ecuación 2-6), a pesar de las limitaciones propias de este tipo de correlaciones empíricas, es la que da de un modo más cercano a la realidad la manera en que varía q_c con la profundidad en depósitos de suelo granular fino. En consecuencia, se puede concluir que la correlación que se propone en el capítulo siguiente (entre la resistencia a la licuación y el modo en que varía q_c con la profundidad) debe ser de carácter empírico y debería estar expresada por curvas (q_c en función de Z) cuya forma responda a expresiones del tipo de la mencionada.

Debido a que en la actualidad resulta mucho más difícil evaluar la forma en que influyen las características del penetrómetro y del depósito de suelo arenoso sobre el valor de f_s que sobre el valor de q_c , se debe usar a f_s sólo con carácter de apoyo de la citada correlación entre q_c y el potencial de licuación. Dicha correlación constituye la base del método para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo granular fino, en función de CPT, que se propone en el capítulo siguiente.

TABLA 2.1 (BALIGH, 1975)

TIPOS GENERALES DE PRUEBAS DE PENETRACION CON CONO

TIPO	AVANCE DE LA PUNTA		U S O	OBSERVACIONES
	METODO	VELOCIDAD		
1. Estático	Durante incrementos de carga constante	0	Sólo para investigación, en algunos lugares del mundo	En general demasiado lento para ser usado en campo
2. Cuasi-estático	Por medio de gato hidráulico ó mecánico	1-2 cm/seg	En todo el mundo	Usualmente el cono tiene 10 cm ² en la base y 60° en la punta
3. Dinámico	Por medio del impacto de un peso	Variable	En todo el mundo	Gran variedad de tamaños, pesos, etc.
4. Cuasi-estático y dinámico	Combina el 2 con el 3, usando el dinámico cuando mediante la prueba cuasi-estática no se puede penetrar más.	----	Francia y Suiza	Usa puntas especiales
5. Tornillo	Rotación de un cono helicoidal	Variable	Suecia y Noruega	-----
6. Inercial	Dejando caer libremente el cono o impulsándolo hacia la superficie del suelo	Variable	Investigación del fondo marino	Util para exploraciones poco profundas en áreas inaccesibles

TABLA 2.2 (BALIGH, 1975)

TIPOS DE CONOS CUASI-ESTÁTICOS EN USO .

SISTEMA	PUNTA	MEDICIONES	SISTEMAS DE MEDICION
MECANICO	Con manto (Delft)	q_c cada 20 cm	Celdas de carga hidráulicas empujando alternativamente a las barras internas y a los tubos exteriores
	Cono de fricción Begemann	q_c y f_s cada 20 cm	
ELECTRICO	Forma cilíndrica Fugro	q_c y f_s continuamente	Transductores de deformación en la punta, conectados a un registrador en la superficie por medio de un cable que va por dentro de los tubos
	Forma Delft	q_c y f_s continuamente	Igual que el anterior

T A B L A 2.3

FACTORES DE ESCALA POR LOS QUE DEBEN MULTIPLICARSE LAS ORDENADAS DE LAS CURVAS DE LAS FIGURAS 2.7, 2.11 Y 2.16 PARA SISMOS DE MAGNITUD, M , DISTINTA DE 7.5

(SEED E IDRISSE, 1982)

M	FACTOR DE ESCALA
8.5	0.89
7.5	1.0
6.75	1.13
6	1.32
5.25	1.5

T A B L A 2.4

VALORES DE q_{c0} (ECUACIÓN 2.4) EN FUNCIÓN DE LA INTENSIDAD DEL SISMO, SEGÚN LA ESCALA MERCALLI MODIFICADA (ZHOU, 1980)

INTENSIDAD	7	8	9	10
q_{c0} (kg/cm ²)	60-70	120-135	180-200	220-250

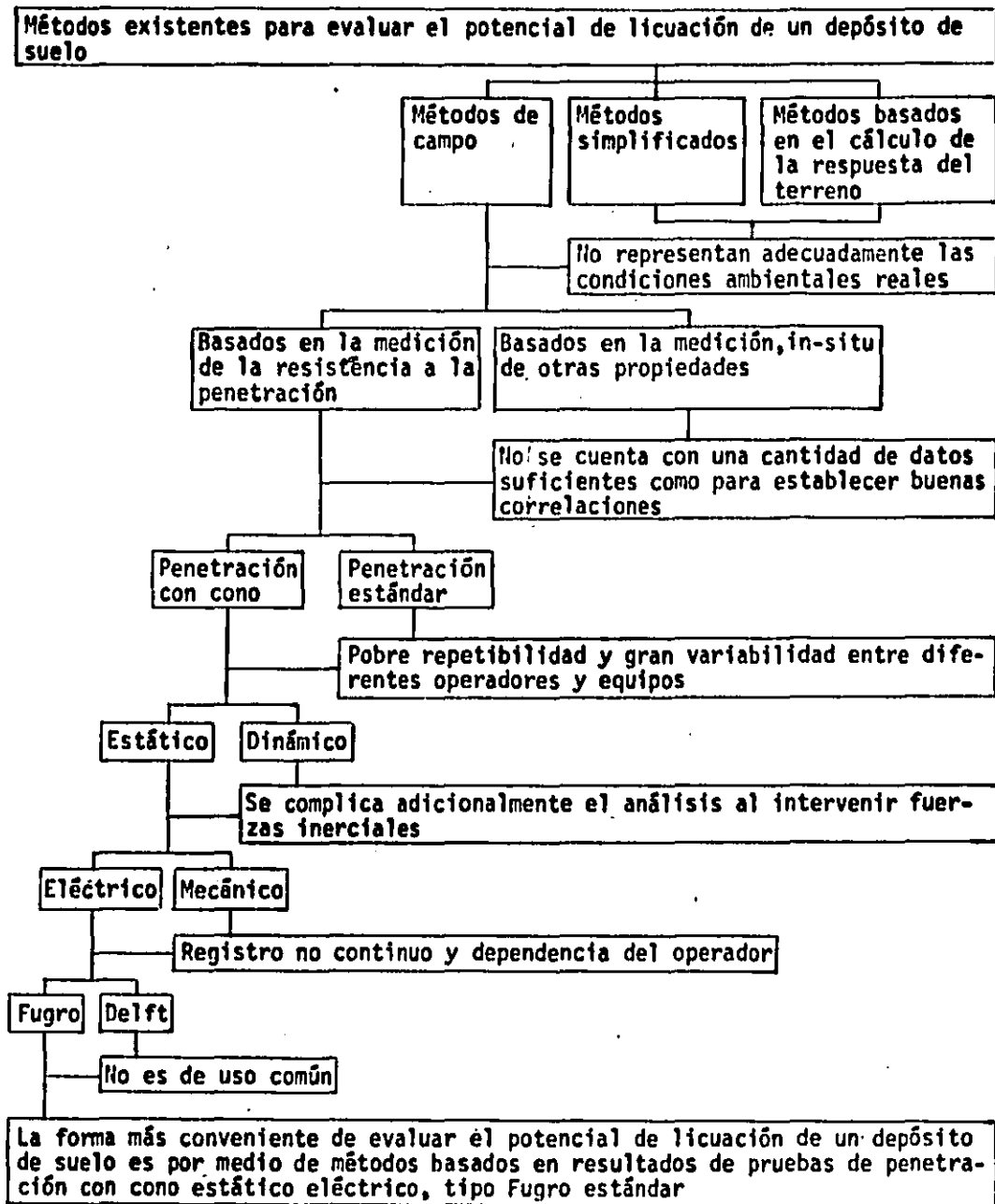
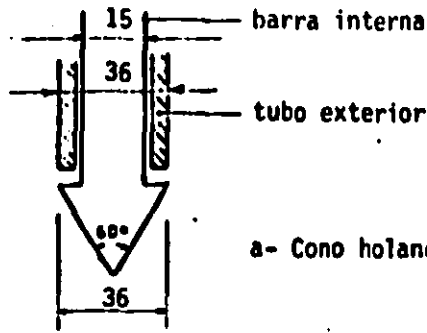
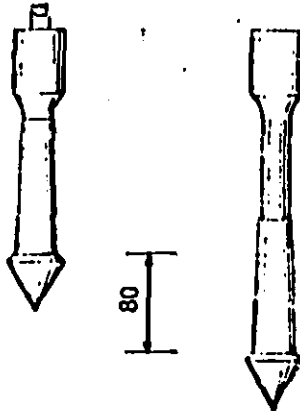


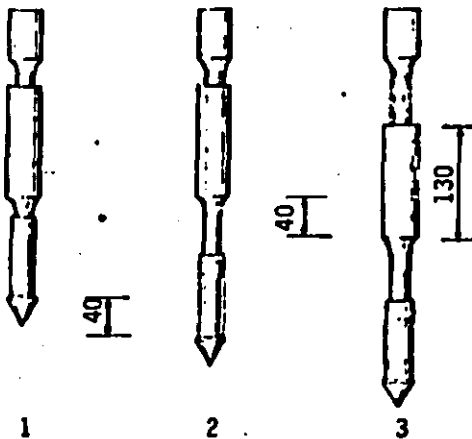
Figura 2-1: Esquema resumen de la primera parte (punto 2.1) del capítulo 2.



a- Cono holandés visto según un corte longitudinal



b- Cono con manto (Delft)

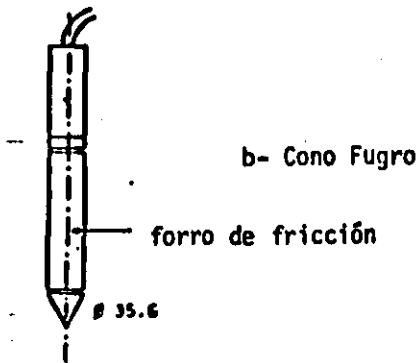
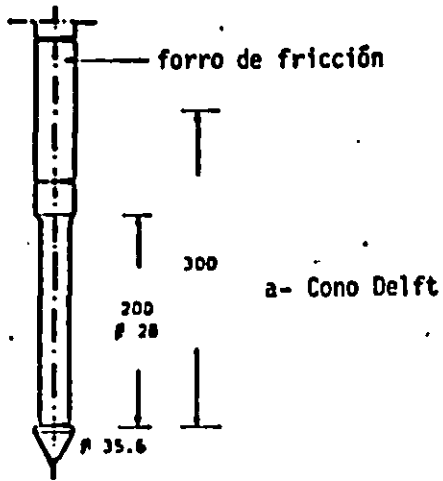


c- Cono con forro de adhesión (Begemann)

- 1- Cono y forro sin extender
- 2- Cono extendido
- 3- Cono y forro extendidos

Dimensiones en mm

Figura 2-2: Conos mecánicos(Sanglerat, 1972).



Dimensiones en mm

Figura 2-3: Conos eléctricos (Baligh, 1975).

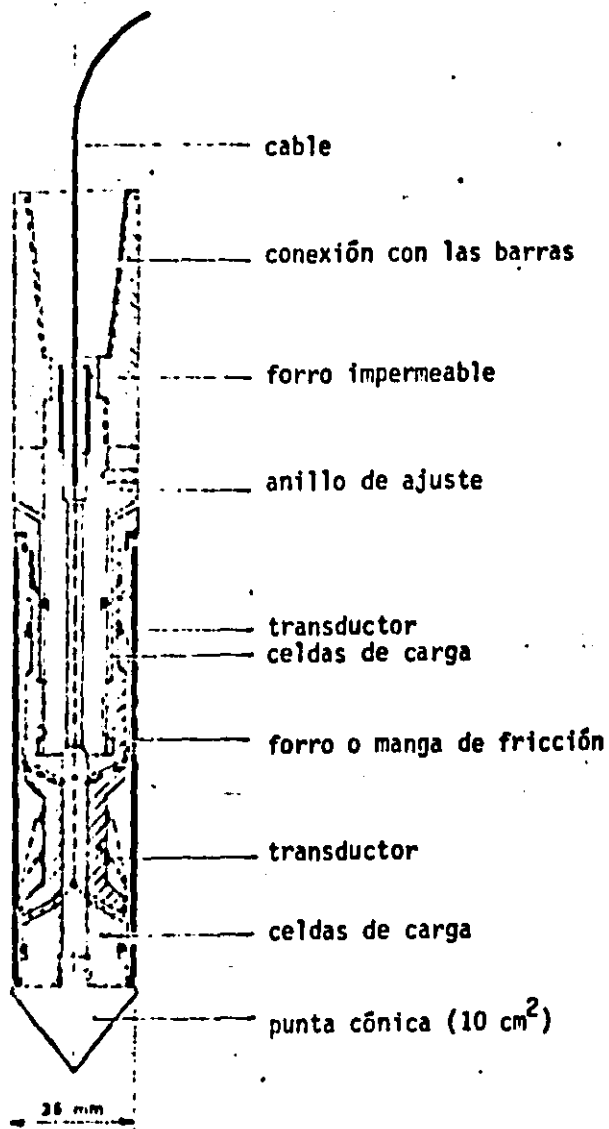
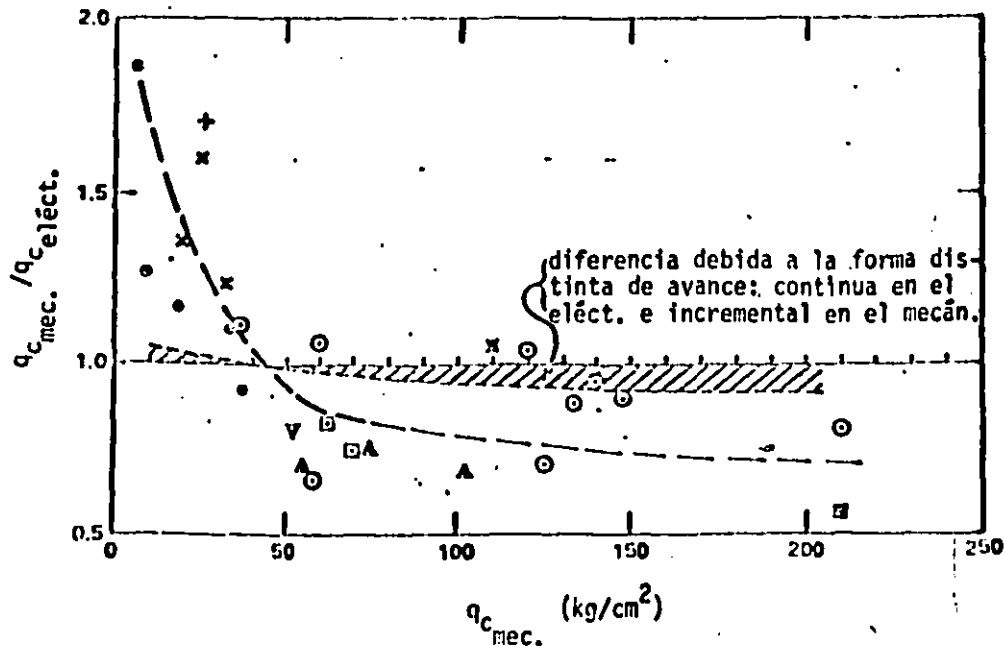


Figura 2-4: Cono Fugro visto en corte longitudinal (Sanglerat, 1972)



- Universidad de Florida, pruebas de campo, sobre el N.F.
- ⊙ Pruebas Fugro, bajo el N.F. (Joustra, 1974)
- ⊠ Pruebas Delft, bajo el N.F. (Heijnen, 1973)
- ▲ Kok (1974), bajo el N.F.
- Universidad de Florida, pruebas de campo, bajo el N.F.
- + Universidad de Florida, pruebas de campo en arcilla arenosa, bajo el N.F.
- ▼ Universidad de Florida, pruebas en cámara de calibración sobre arena seca media uniforme
- Fuerte Pierce, Florida, arena limosa, bajo el N.F.
- × Raleigh, limo residual, normalmente consolidado, arriba del N.F.
- ✕ Raleigh, limo residual, normalmente consolidado, bajo el N.F.

Todos los puntos representan promedios para una capa de al menos 1m de espesor.

Figura 2-5: Comparación entre q_c obtenido con cono mecánico tipo Delft y q_c obtenido con cono eléctrico tipo Fugro estándar (Schmertmann, 1978-a).

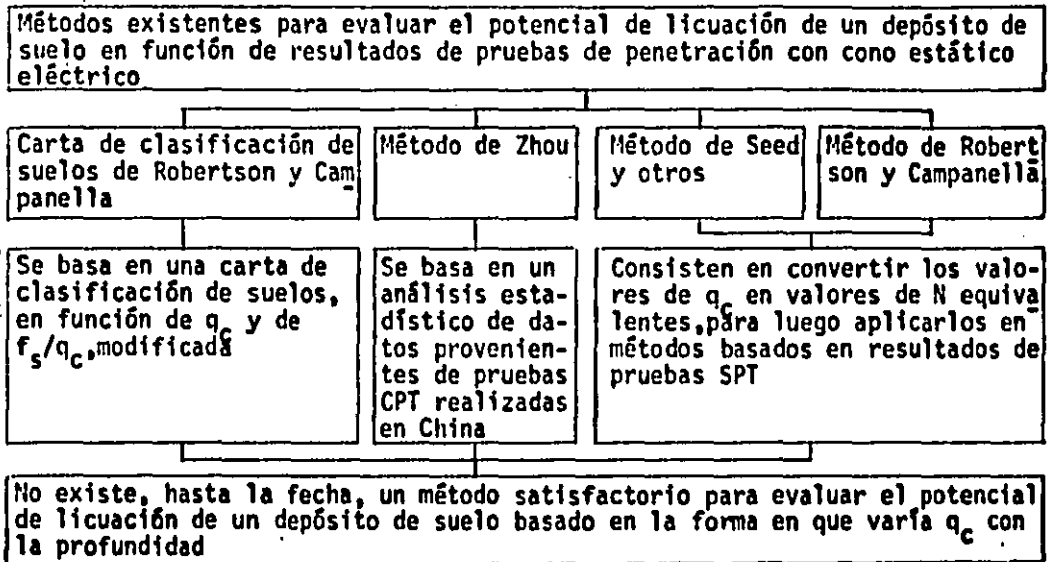


Figura 2-6: Esquema resumen de la segunda parte (punto 2.2) del capítulo 2.

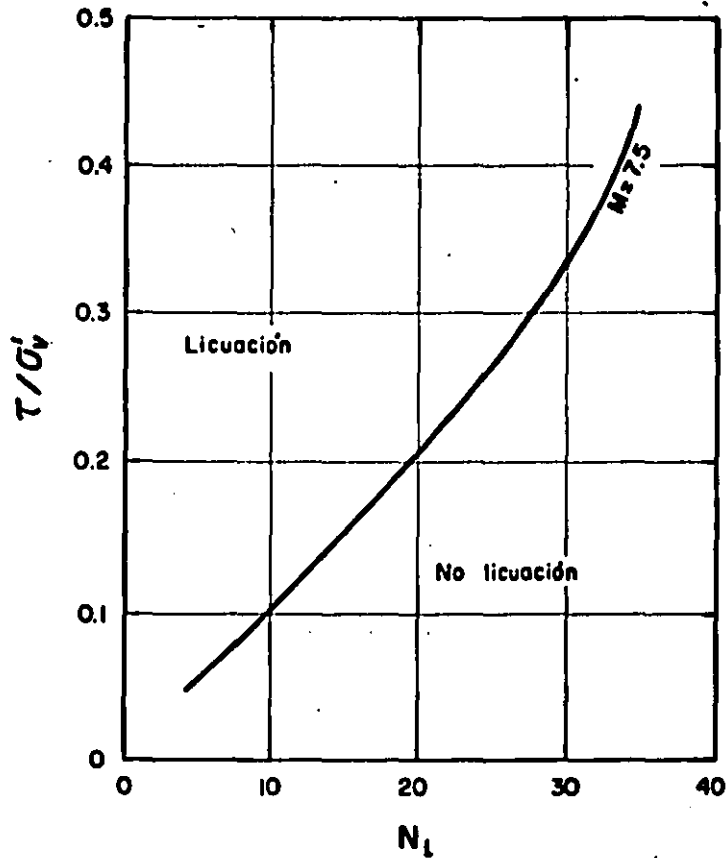
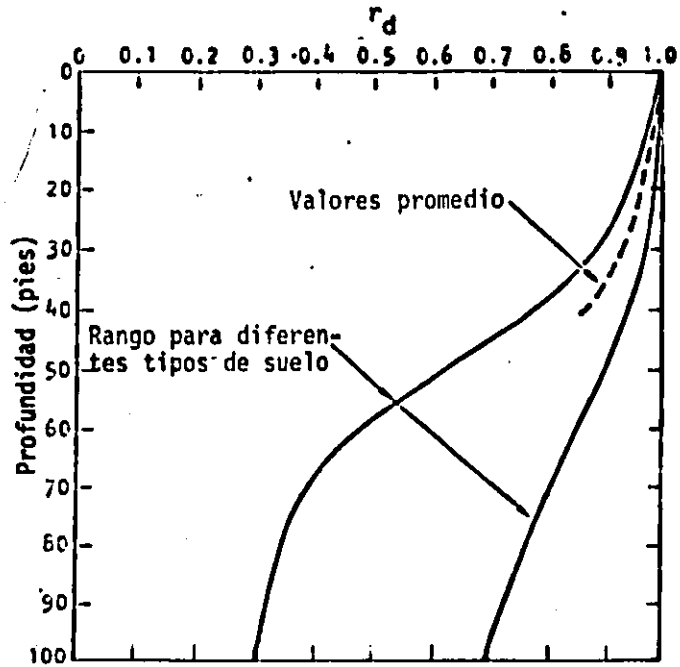
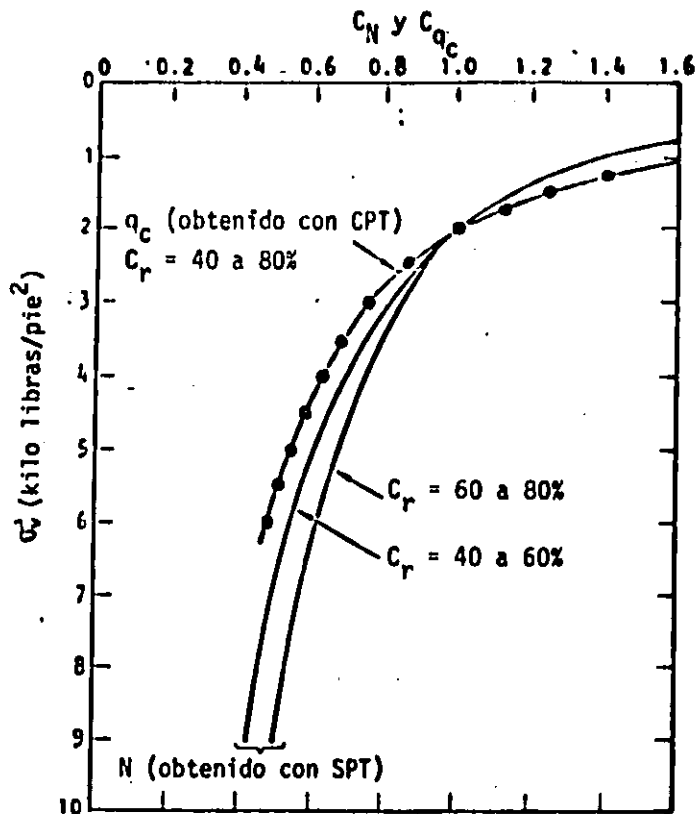


Figura 2.7 Correlación entre la relación de esfuerzos cíclicos (τ/O'_v) y el número de golpes de SPT corregido (N_1) para arenas limpias, $D_{50} > 0.25$ mm (Seed e Idriss, 1982)



1 pie = 0.3048m

Figura 2-8: Rango de valores de r_d para diferentes tipos de suelo (Seed e Idriss, 1982).



$$1 \text{ kilo libra/pie}^2 = 0.4882 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 2-9: Carta de valores de C_N y C_{q_c} (Seed e Idriss, 1982).

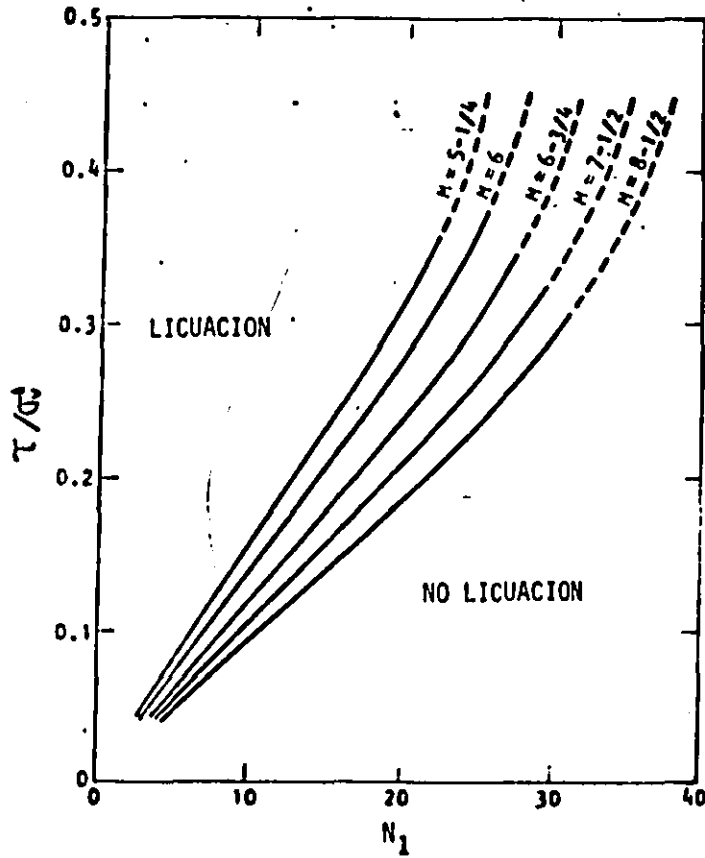
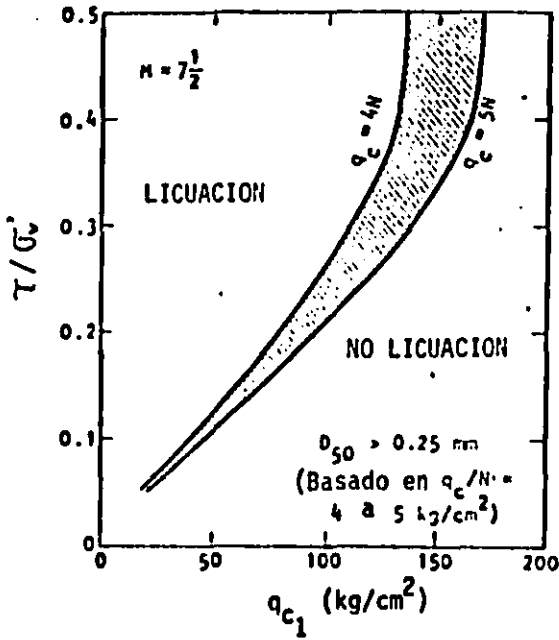
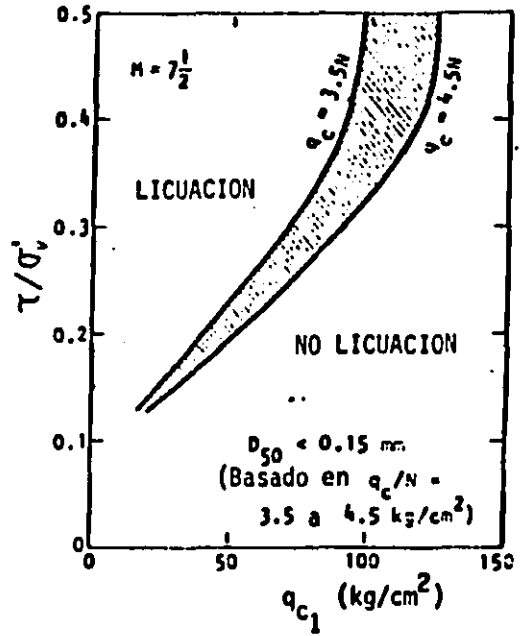


Figura 2-10: Carta para evaluar el potencial de licuación de arenas limpias ($D_{50} > 0.25\text{mm}$) ante sismos de magnitudes diferentes (Seed e Idriss, 1982).



a- Arenas limpias



b- Arenas limosas

Figura 2-11: Correlación entre la relación de esfuerzos cíclicos τ/σ'_v , y la resistencia a la penetración de punta corregida q_{c1} (Seed e Idriss, 1982).

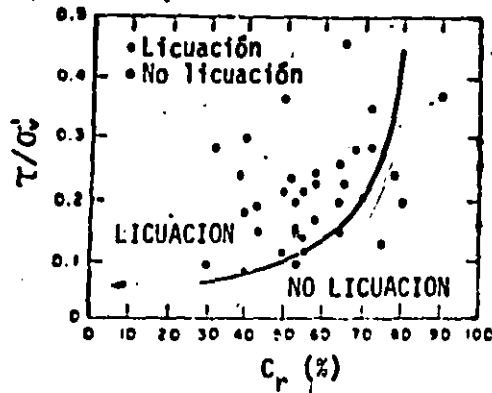


Figura 2-12: Correlación entre la relación de esfuerzos cíclicos (τ/σ'_v) y la compacidad relativa (C_r) basada en datos de Christian y Swiger, 1975 (Robertson y Campanella, 1985).

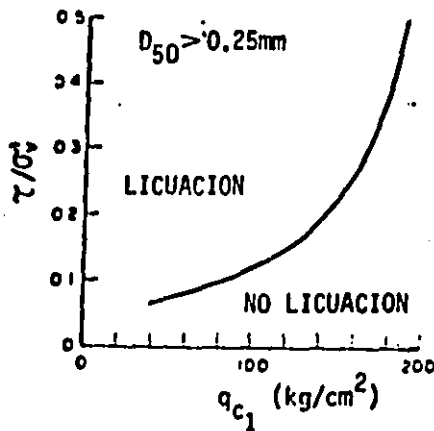


Figura 2-13: Correlación entre la resistencia a la licuación y q_{c1} obtenida a partir de la figura anterior y de las correlaciones entre q_c y C_r establecidas por Baldi y otros, 1982 (Robertson y Campanella, 1985).

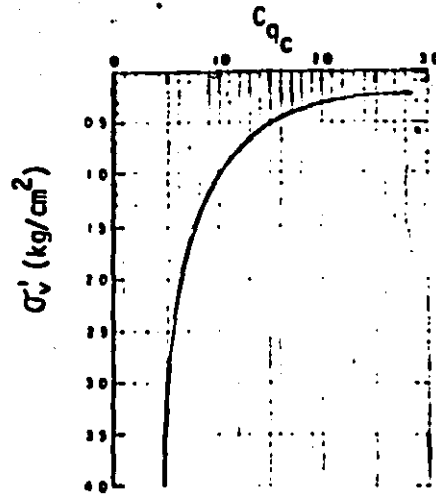
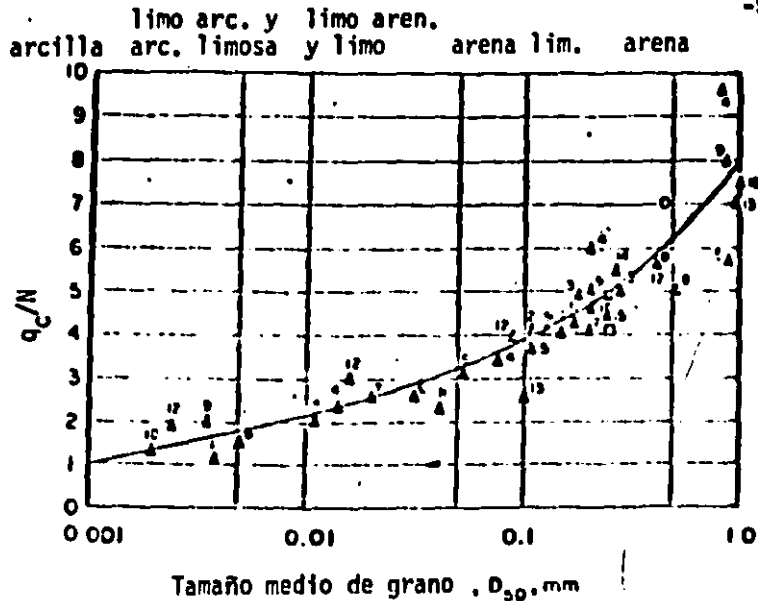


Figura 2-44: Variación del factor de corrección, C_{qc} , con el esfuerzo vertical efectivo, σ_v' (Robertson y Campanella, 1985).



- | | |
|--------------------------------|----------------------------------|
| 1. Meyerhof (1956) | 9. Nixon (1982) |
| 2. Meigh y Nixon (1961) | 10. Krulzings (1982) |
| 3. Rodin (1961) | 11. Douglas (1982) |
| 4. De Alencar Velloso (1959) | 12. Muromachi y Kobayashi (1982) |
| 5. Schmertmann (1970) | 13. Goel (1982) |
| 6. Sutherland (1974) | 14. Ishihara y Koga (1981) |
| 7. Thornburn y MacVicar (1974) | 15. Leing (1983) |
| 8. Campanella y otros (1979) | 16. Mitchell (1983) |
-
- | | |
|-----------------------------|-----------------------------|
| ○ SPT N_c , $ER_i = 47\%$ | ○ SPT N_c , $ER_i = 65\%$ |
| ● SPT N_c , $ER_i = 55\%$ | ● SPT N_c , $ER_i = 55\%$ |

ER_i : porcentaje de energía, con respecto a la teórica de SPT, entregada por el martillo a las barras de perforación.

N_c : número de golpes de SPT usando cabeza de gato y dos vueltas de sogá.

q_c en kg/cm^2 ; N en golpes/pie

Figura 2-15: Variación de la relación q_c/N con el tamaño medio de grano, D_{50} en mm (Robertson y Campanella, 1985).

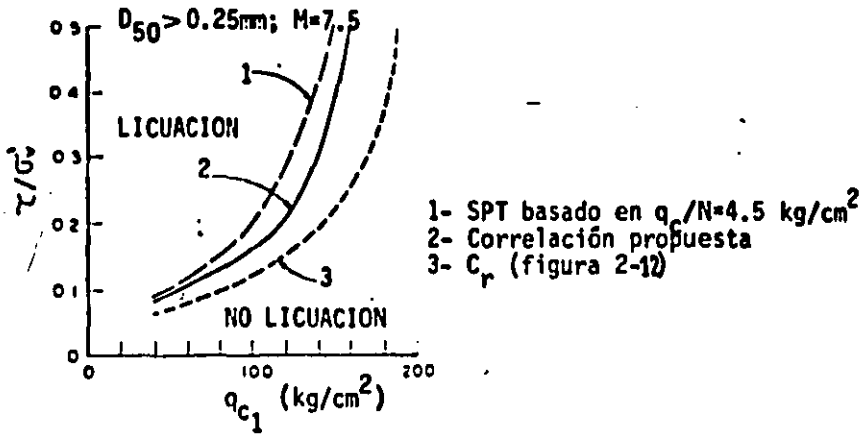


Figura 2-16: Resumen de las correlaciones entre la resistencia a la licuación y q_{c1} para arenas limpias (Robertson y Campanella, 1985).

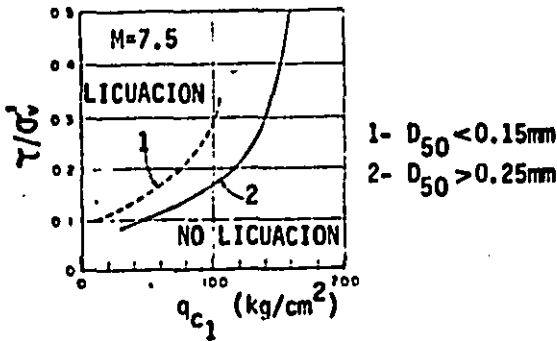


Figura 2-17: Correlaciones entre la resistencia a la licuación y q_{c1} para arenas limpias y para arenas limosas (Robertson y Campanella, 1985).

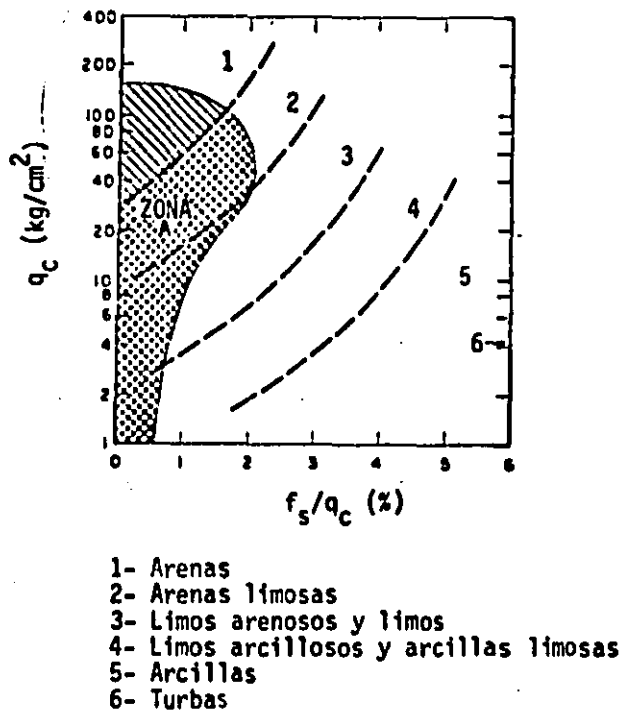


Figura 2-18: Carta de clasificación de suelos, con base en CPT, mostrando la zona de suelos licuables propuesta (Robertson y Campanella, 1985).

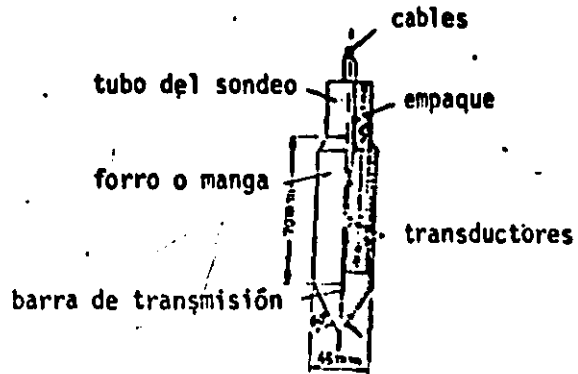


Figura 2-19: Penetrómetro de punta cónica, estático, eléctrico, usado por Zhou (Zhou, 1980).

$$C_p(\%) = \frac{1}{2.93} \ln \frac{q_c}{11.79 \cdot \sigma_v^{0.72}}, \text{ con } \sigma_v \text{ en kg/cm}^2$$

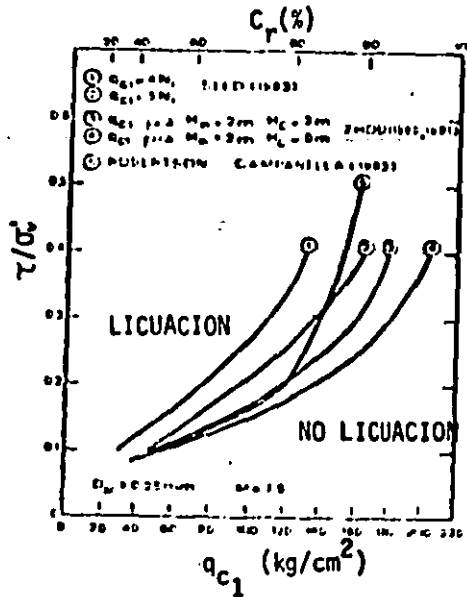


Figura 2-20: Comparación entre los distintos métodos para evaluar el potencial de licuación con base en CPT (Baldi y otros, 1985).

Búsqueda de una expresión que correlacione a q_c con las características del depósito de suelo granular fino explorado, con el objeto de dar una fundamentación a la correlación que se propone en el capítulo 3

q_c está influido por

- las características de la prueba — es muy importante que la prueba se realice de acuerdo con lo establecido en 2.1.3.3.
- las características geotécnicas y las condiciones iniciales de esfuerzo y de deformación del depósito de suelo

Análisis de las teorías existentes en torno de la penetración con cono

Teorías basadas en conceptos de expansión de cavidades: después de una cierta profundidad, conocida como crítica, las gráficas de q_c en función de la profundidad dejan de ser lineales y se vuelven ahusadas, en depósitos de arena uniforme

Teorías basadas en conceptos de capacidad de carga: q_c crece linealmente con la profundidad en depósitos de arena uniforme

Se aproximan bastante bien al comportamiento real, pero no son de aplicación práctica debido a su naturaleza compleja y a que demandan la realización de pruebas de laboratorio sobre muestras "intactas"

Son aplicables únicamente al caso de penetración poco profunda en suelos arenosos densos, en los demás casos se alejan del comportamiento real

Análisis de las correlaciones empíricas existentes

Investigaciones en cámaras de calibración:
 $q_c = C_0 \cdot G_v^{C_1} \cdot \exp(C_2 \cdot C_r \% / 100)$, con C_0 , C_1 y C_2 función del tipo de arena ensayado, del tamaño de la cámara y de las condiciones de frontera

Se adoptan los valores obtenidos por Schmertmann (1978-b) para C_0 , C_1 y C_2 y se obtiene la ecuación (2-6):
 $q_c / G_v = 12.31 \cdot G_v^{-0.13} \cdot \exp(2.91 \cdot C_r \% / 100)$
que es la que más se acerca al comportamiento real en depósitos de suelo granular fino. En consecuencia, toda correlación entre la resistencia a la licuación y el modo en que varía q_c con la profundidad, debería estar expresada por curvas (q_c en función de Z) que respondan aproximadamente a expresiones como la anterior

Figura 2.21 Esquema resumen de la tercera parte (punto 2.3) del capítulo 2.

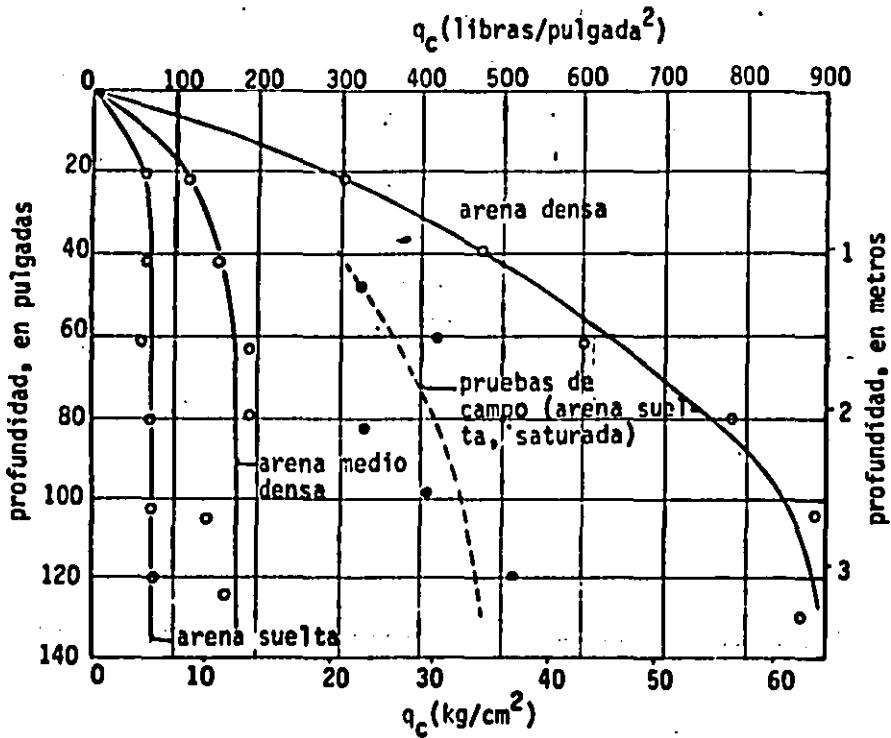


Figura 2-22: Variación de la resistencia de punta, q_c , con la profundidad (Sanglerat, 1972).

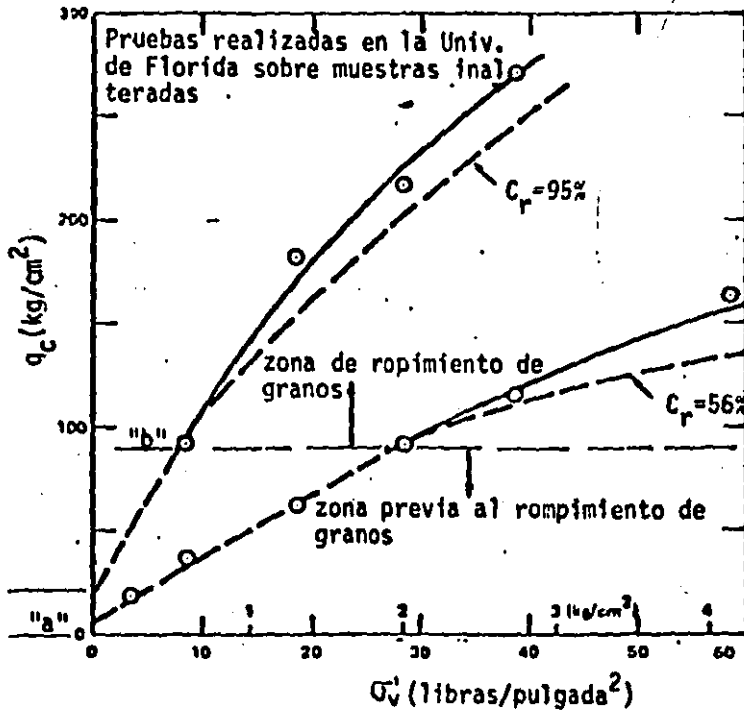


Figura 2-23: Variación de la resistencia de punta, q_c , con el esfuerzo vertical efectivo, σ_v' , en pruebas CPT sobre arena Edgar (Schmertmann, 1978-a).

Resistencia de punta, q (kg/cm^2), obtenida con cono estático eléctrico tipo Fugro estándar

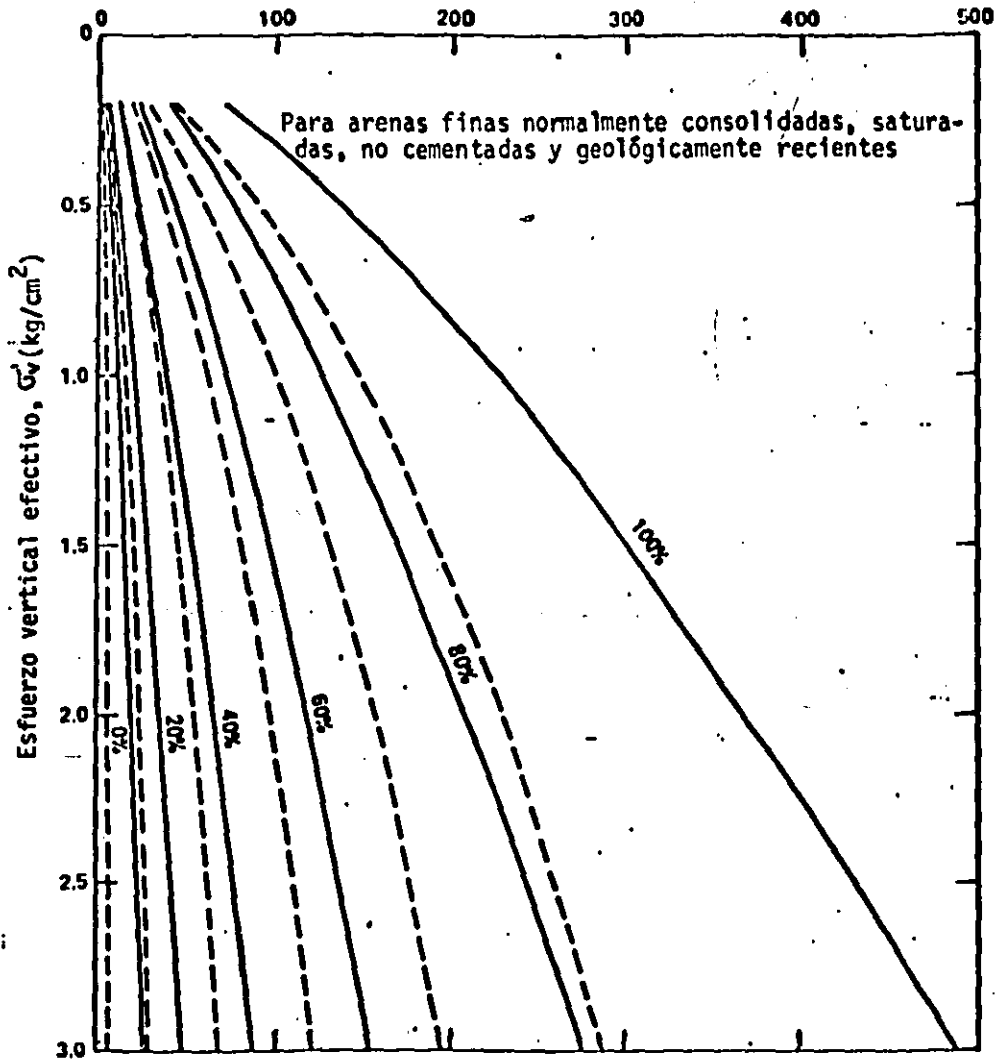


Figura 2-24: Correlación entre q_c , σ'_{v1} y C_r actualizada (—) y anterior (---) (Schmertmann, 1978 a y b).

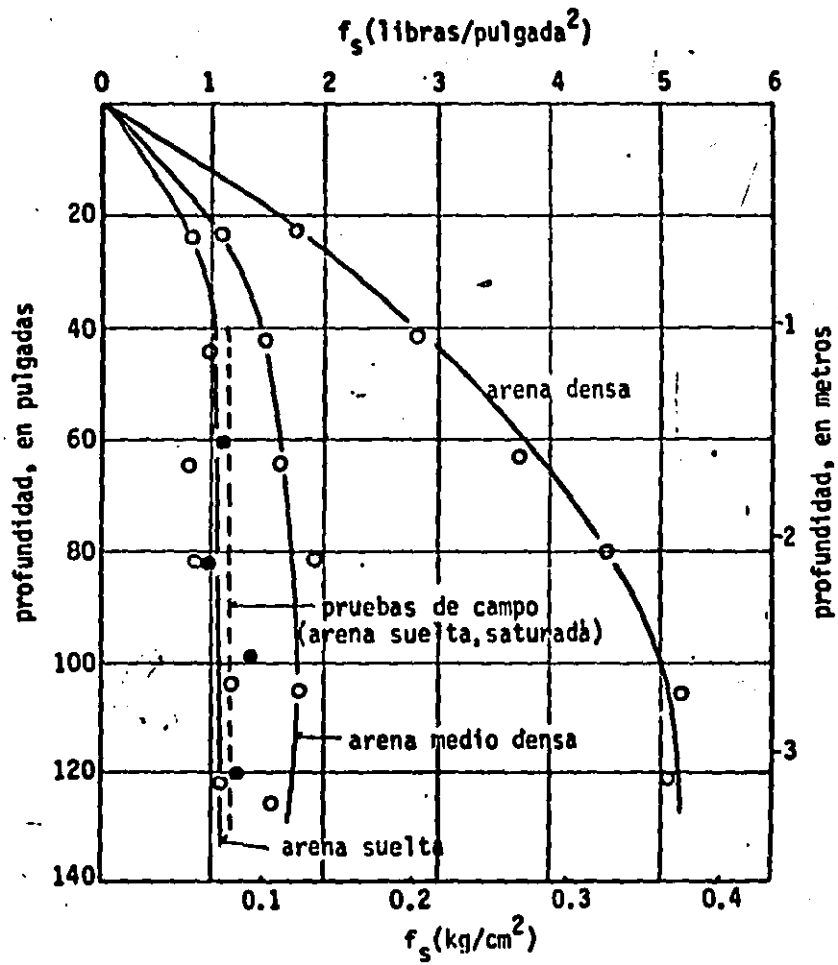


Figura 2-25: Variación de la fricción lateral, f_s , con la profundidad (Sanglerat, 1972).

3. OBTENCION DE UNA CORRELACION ENTRE RESULTADOS DE CPT Y EL POTENCIAL DE LICUACION, A PARTIR DE LOS DATOS ANALIZADOS

3.1. Introducción

Tomando en cuenta lo expresado en los dos capítulos anteriores, en éste se exponen los pasos seguidos para obtener una correlación entre los resultados de pruebas CPT y el potencial de licuación de depósitos de suelo granular fino (figura 3-1).

Primero se describe en detalle la forma en que se realizó, después del sismo del 8 de junio de 1980, la exploración del Valle de Mexicali que se usó como base para obtener la correlación mencionada. Luego se presentan, de manera resumida, las investigaciones llevadas a cabo, después de los sismos del 15 de octubre de 1979 y del 26 de abril de 1981, en el lado estadounidense del mismo valle, conocido como Valle Imperial. Dichas investigaciones se utilizaron como complemento de la primera.

A continuación se muestra el modo en que se analizaron los datos anteriores, con el objeto de obtener las curvas límite que correlacionan el valor de q_c/σ_v' con el potencial de licuación de depósitos de suelo granular fino y los valores límite de la relación f_s/q_c que deben usarse con carácter de apoyo de la correlación anterior.

3.2. Recopilación de datos

Para desarrollar un método nuevo, de campo, para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo granular en función, fundamentalmente, de q_c obtenido con CPT, es necesario contar con una buena cantidad de datos apropiados, es decir, investigaciones de sitios que se licuaron y que no se licuaron bajo la acción de sismos diferentes y que contengan:

1. Principalmente, resultados de pruebas de penetración con cono estático eléctrico (CPT) tipo Fugro estándar y como complemento, resultados de pruebas de penetración estándar (SPT) y de muestreo inalterado (MI) en los sitios en que éste sea posible, para estimar con ellos las características geotécnicas de los depósitos y las condiciones iniciales de esfuerzo y de deformación de los mismos.
2. Ubicación y características de evidencias superficiales (grietas, "volcanes de arena", asentamientos y deslizamientos de terreno, etc.) en los sitios que sufrieron licuación.
3. Características de los sismos que se produjeron, fundamentalmente, valores de la aceleración superficial máxima del terreno.

De acuerdo con lo anterior se tomaron como base los trabajos de Díaz-Rodríguez (1982 y 1983) en el Valle de Mexicali y como complemento los de Douglas y Martín (1982), Youd y Wieczorek (1982 y 1984), Youd y Bennett (1983) y Bennett y otros (1981 y 1984) en la parte estadounidense del mismo valle (Valle Imperial), figura 3.2, el cual está ubicado en una de las regiones sísmicas más activas del mundo, asociada a la subducción de la placa del océano Pacífico bajo el continente americano.

Este valle está formado, principalmente, por depósitos de suelos granulares finos de estructura suelta, como arenas finas

y limos, los cuales, en general, presentan una alta compresibilidad y susceptibilidad a grandes cambios volumétricos ante sollicitaciones dinámicas.

Los depósitos de suelo arenoso citados, que comunmente son de varios metros de espesor, provienen de procesos de sedimentación-transportación eólica, marina y fluvial. Su granulometría es relativamente uniforme, aunque estos depósitos pueden ser heterogéneos según la historia de su formación.

Los sismos del 15 de octubre de 1979, del 8 de junio de 1980 y del 26 de abril de 1981 produjeron licuación en varios lugares del valle mencionado y ocasionaron, en consecuencia, serios daños en estructuras hidráulicas, en carreteras y en algunos edificios.

3.2.1. Información geológica y tectónica

Este valle se encuentra dentro de la provincia geomórfica llamada Cuenca Salton, que es una depresión estructural compleja producida por una prolongación hacia el norte de la rotura de la corteza terrestre que originó el golfo de California. Esta cuenca, que es tectónicamente activa tal como lo demuestran los movimientos de las fallas de San Jacinto, Imperial, Cucapás y Cerro Prieto, tiene unos 200 km de largo y entre 5 y 130 km de ancho. Una gran parte de ella se encuentra bajo el nivel del mar y tiene la zona más baja ocupada por el llamado mar Salton.

Los sedimentos que forman la parte superior de su suelo se depositaron durante el Holoceno tardío, presentan un espesor variable entre 60 y 100 m y se han derivado de dos fuentes:

- a. La meseta del Colorado, a través del río Colorado o de alguno de sus brazos como el río Alamo.
- b. Las montañas y colinas locales que delimitan la cuenca, a través del río Nuevo.

Entre los años 700 y 1600, aproximadamente, las inundaciones producidas por el río Colorado originaron un gran lago, llamado Cahuilla, en la parte central de la cuenca en donde actualmente se encuentra el mar Salton ya mencionado. Las variaciones de nivel de dicho lago, debidas a las inundaciones citadas, alternadas con evaporaciones, hicieron que las arcillas finas, depositadas en el centro del mismo, se interestratificaran con arenas finas y limos transportados por los ríos mencionados.

Superpuestos con los procesos alternados de deposición lacustre y fluvial anteriores, hubo una secuencia de depósitos deltaicos de arenas en las bocas de algunos de los cursos de agua que entraban al lago Cahuilla.

Debido a todo esto, es decir, a la yuxtaposición de depósitos lacustres, fluviales y deltaicos, es que esta región presenta variaciones continuas en sus perfiles estratigráficos.

En particular el Valle de Mexicali se encuentra en la parte sur de la Cuenca Salton, dentro de la región denominada delta del río Colorado, en la cual se distinguen cuatro unidades fisiográficas: planicies, mesetas terrazas y el maciso montañoso de la sierra de Cucapás. Las zonas que se licuaron durante los sismos de 1979 y 1980 se encuentran en las planicies, las cuales están constituidas por limos, arenas finas y arcillas que forman los sedimentos cuaternarios de delta del río Colorado ya citado. Estas planicies se encuentran cortadas por una serie de fallas geológicas (figura 3.3), mencionadas anteriormente, que siguen un rumbo noroeste-sureste, paralelas a la falla de San Andrés. Se supone que este sistema se formó como consecuencia de movimientos que tuvieron lugar durante el terciario.

La estructura tectónica de la región ha sido descrita (Lomnitz y otros, 1970) como un patrón simple de fallas transformadas y centros de dispersión que se caracterizan por generar enjambres de sismos, actividad volcánica reciente, áreas geotérmicas y depresiones topográficas submarinas.

3.2.2. Efectos de los sismos de 1979, 1980 y 1981

En este punto sólo se presentará un resumen de los daños ocasionados por estos sismos. Mayor detalle sobre los mismos puede verse en los trabajos citados en 3.3.

. Sismo del 15 de octubre de 1979

Tuvo magnitudes $M_L = 6.6$ y $M_S = 6.8$ (según informe del Geological Survey), su epicentro se localizó cerca de la ciudad de Mexicali, con coordenadas $33.63^\circ N$ y $115.33^\circ W$ y su profundidad focal se estimó en 12 km.

En la figura 3.4 se presentan el epicentro y el área de influencia del sismo dentro del territorio mexicano, en el cual afectó principalmente a la ciudad de Mexicali y al Distrito de Riego 14. En este último tuvieron daños en terraplenes y en canales, y se presentaron grietas y decenas de "volcanes de arena" en terrenos adyacentes a los drenes y canales citados.

Del lado estadounidense produjo licuación en, al menos, treinta y seis lugares diferentes, causando daños en algunos edificios, carreteras, drenes y canales, especialmente en la zona de la carretera Heber, 16 km al sudeste de El Centro, California (figura 3.5)

. Sismo del 8 de junio de 1980

Tuvo magnitudes $M_L = 6.7$ y $M_S = 6.4$ (Reyes, 1980) y su epicentro se localizó 11 km al sureste del poblado Guadalupe Victoria, con coordenadas $32.21^\circ N$ y $115.03^\circ W$.

En la figura 3.4 se muestran el epicentro y el área de influencia del sismo, que comprendió una franja totalmente dentro de territorio mexicano, de aproximadamente 7 km por 25 km, a lo largo de la falla de Cerro Prieto. Los principales efectos del mismo fueron la producción de grietas en las cercanías de los poblados Delta, Pescadores y Munguía, de desplazamientos horizontales y verticales del terreno, de daños importantes en canales y de licuación, consistente en la formación de "volcanes de arena muy fina o de materiales limoarenosos", fundamentalmente en la zona cercana al poblado Delta (ejidos Oaxaca, Guerrero y Nuevo León).

. Sismo del 26 de abril de 1981

Tuvo magnitud $M_s = 6.0$ y su epicentro se localizó 6 km al norte de Westmorland, en el Valle Imperial de California (fig. 3.5).

Aunque no hubo agrietamiento superficial del suelo asociado a este terremoto, se produjeron muchas evidencias superficiales de licuación, principalmente "volcanes de arena", causando daños en algunos edificios, carreteras y canales en, al menos, veintidos sitios dentro del valle citado, especialmente en tres de ellos: el área de la Administración Nacional de la Vida Salvaje, el canal Vail y la carretera Kornbloom.

3.2.3. Datos del Valle de Mexicali

Se presentan detalles de una parte de la investigación realizada en el Valle de Mexicali, después de los sismos del 15 de octubre de 1979 y del 8 de junio de 1980, por Díaz Rodríguez (1982 y 1983). Tal como se adelantó en el punto 3.2, dicha investigación se tomó como base para desarrollar un método

nuevo para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo granular fino en función de CPT.

3.2.3.1 Investigación preliminar de campo

Con base en lo expuesto en 3.2.2, se planeó la investigación preliminar de las condiciones del subsuelo, seleccionando un área en la vecindad de la población Delta, debido a que fue una zona en donde se tuvieron evidencias de licuación de arenas.

Se escogieron cinco sitios (tabla 3.1) que abarcan una superficie de 3 km de largo por 15 km de ancho (figura 3.6), y en cada uno de ellos se realizó un reconocimiento de campo, una prueba SPT y una prueba CPT (penetración estática con cono eléctrico tipo Fugro estándar). Estas últimas se efectuaron con el objeto de utilizar dos técnicas distintas de exploración (SPT y CPT con una separación de 2 m) por cada sitio estudiado (tabla 3.2).

. Resultados obtenidos con la exploración preliminar

La información de la exploración se presenta, en forma resumida, en la figuras 3.8 a 3.12, en las que aparece, en la primera columna, la definición de fronteras y la identificación de materiales (realizada con base en una carta de clasificación de suelos, figura 3.7, en función de los valores de q_c y de f_s/q_c , y en las muestras remoldeadas extraídas con el muestreador de tubo partido de la prueba SPT). A continuación, en las columnas 2, 3 y 4 se presentan, respectivamente, las variaciones con la profundidad de N , de q_c y de f_s/q_c .

Esta exploración permitió establecer que es razonable que el sitio 1 (figura 3.8) no presentara evidencias de licuación, después de los sismos de 1979 y de 1980, debido a que su perfil estratigráfico está compuesto, predominantemente, por suelos cohesivos hasta los 11 m, profundidad debajo de la cual se presenta la primera capa de arena fina de espesor importante (5.75 m), pero con un esfuerzo vertical efectivo y una compacidad relativa demasiado al tos como para que se licuara.

Además, permitió comprobar que los sitios 2, 3, 3' y 4 (figuras 3.9, 3.10 y 3.11 y 3.12, respectivamente), que presentaron evidencias de licuación, tienen perfiles estratigráficos similares entre sí, formados por capas de arena fina, arena fina limosa y limo arenoso, de compacidad relativa media a suelta, alternando con estratos de arcilla, con un nivel fréatico (N.F.) a 2.05 m de profundidad en promedio.

Tomando en cuenta todo lo anterior, se escogió al si tío 3', al que se llamó "sitio definitivo", como el adecuado para realizar una exploración de detalle del lugar.

3.2.3.2 Exploración de detalle

En la tabla 3.3 aparecen, en forma resumida, las prue bas realizadas en esta etapa. Dichas pruebas, principalmente las CPT, se tomaron como base para desarrollar un método nuevo, de campo, para evaluar el potencial de licuación de depósitos de suelo granular fino.

Tal como se muestra en la figura 3.13, los sondeos se distribuyeron según dos ejes ortogonales, cuya orientación se escogió de manera que uno de ellos,

el Y, coincidiera con la dirección del sistema de fallas Imperial-Cerro Prieto. Esto se hizo con el objeto de lograr información en varios puntos de exploración a lo largo de dos direcciones (X y Y), para con ella conocer la estratigrafía en dos y tres dimensiones.

Además, en cada punto, al igual que en la investigación preliminar, se realizaron dos sondeos (con separación de 2 m) con el propósito de obtener en un mismo lugar la información de dos técnicas diferentes de exploración, de tal forma que los resultados se complementen y/o verifiquen.

• Resultados obtenidos con la exploración de detalle

Penetración estándar (SPT)

Los sondeos realizados con esta técnica (2A y 4C) confirmaron lo mencionado en el punto 2.1.2.1 de este trabajo, es decir que la prueba SPT fue poco confiable y de escaso valor para la identificación de fronteras entre estratos, además se mostró muy dependiente del operador. Su utilidad se redujo a la obtención de muestras alteradas, para la identificación y clasificación de suelos, y del número de golpes N, para la aplicación del método de Seed y otros (1985), con el propósito de confrontarlo con los resultados obtenidos al desarrollar el nuevo método, tal como se verá más adelante.

Penetración con cono estático eléctrico tipo Fugro estándar (CPT)

Los sondeos realizados con esta técnica (figuras 3.14 a 3.17) confirmaron lo expresado en el capítulo 2 de este trabajo, es decir que la prueba

CPT resultó simple, rápida, de bajo costo y de resultados repetitivos, lo que permite afirmar que, en este caso, constituyó una herramienta confiable para:

- a. La identificación fina de fronteras, porque la obtención de registros continuos con la profundidad hace que la posibilidad de detectar estratos delgados y discontinuidades sea mayor que con otras técnicas.
- b. La identificación y clasificación de suelos, porque con base en las correlaciones de Robertson y Campanella (figura 3.7) se elaboraron las columnas estratigráficas, las cuales se verificaron con los datos de SPT y de muestreo inalterado en los puntos en que se contó con esta información (Jiménez, 1986).
- c. Establecer, tal como se verá más adelante, una correlación entre los valores obtenidos con ella (q_c y f_s) y el potencial de licuación de depósitos de suelos granulares finos, lo cual constituyó el objetivo principal de esta tesis.

Muestreo inalterado (MI)

La extracción de muestras inalteradas con tubos de pared delgada (sondeos 1D, 10B y 9A), de acuerdo con lo indicado, permitió verificar, en los puntos en que se realizó, los perfiles estratigráficos elaborados con base en datos de CPT. Al respecto, en este trabajo se usaron los resultados obtenidos por Jiménez (1986), quién efectuó dicha verificación usando los sondeos 2C (figura 3.14) y 1D (figura 3.18 y tabla 3.4), los cuales

corresponden a CPT y a MI, respectivamente. De dicha investigación se extrajeron, también, los valores del contenido de finos (CF), del índice de plasticidad (IP) y del peso volumétrico-seco (γ_d), los que se usaron del modo que se indica más adelante.

Penetración con cono estático eléctrico con medición de presión de poro o piezocono (CPT-PP)

Los sondeos realizados con esta técnica (figuras 3.19 a 3.23) demostraron que la prueba con piezocono, aparte de la utilidad señalada para el cono estático eléctrico (CPT), al permitir obtener registros de la presión de poro generada durante el hincado, resulta de gran valor para la identificación del tipo de suelo (granular o cohesivo) y como una información complementaria, de lo ya indicado, para definir la estratigrafía. Además, permite estimar en forma indirecta la permeabilidad in situ, a partir de los registros de la disipación de presión de poro que tiene lugar cuando el hincado del cono se interrumpe, generalmente, para agregar una barra.

Teniendo en cuenta lo expresado, se usaron los resultados obtenidos con este tipo de sondeos, CPT-PP, para complementar a los obtenidos con CPT en el desarrollo de un método nuevo, de campo, para evaluar el potencial de licuación de depósitos de suelos granulares finos.

3.2.3.3 Cortes estratigráficos

En la figura 3.24 se presenta el corte estratigráfico correspondiente a la exploración preliminar, según lo indicado en la figura 3.6, y en las figuras

3.25 y 3.26 se presentan los cortes estratigráficos correspondientes a la exploración del sitio definitivo, según los ejes X-X y Y-Y que aparecen indicados en la figura 3.13.

Estos cortes estratigráficos, en resumen, suponen una inferencia de la naturaleza de los estratos a partir de información puntual.

3.2.4 Datos del Valle Imperial

En forma resumida, se presentan detalles de las investigaciones realizadas en el Valle Imperial, después de los sismos del 15 de octubre de 1979 y del 26 de abril de 1981, por Douglas y Martin (1982), Youd y Wieczorek (1982 y 1984), Youd y Bennett (1983) y Bennett y otros (1981 y 1984). Tal como se adelantó en el punto 3.2, dichas investigaciones se usaron como complemento de los datos proporcionados por Díaz-Rodríguez (1982 y 1983), con el objeto de desarrollar un método nuevo, de campo, para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo granular fino con base en CPT.

3.2.4.1 Investigaciones realizadas

Entre fines de 1979 y comienzos de 1982 se realizaron en el Valle Imperial las investigaciones citadas anteriormente, con el objeto de conocer las características geológicas y geotécnicas de los depósitos de suelo granular fino que se licuaron y que no se licuaron durante los sismos de 1979 y 1981 y de verificar la validez de los métodos de campo

existentes (basados en SPT) para evaluar el potencial de licuación de los mismos.

Estos trabajos, en general, consistieron en la realización de pruebas CPT para determinar los perfiles estratigráficos (tanto en sitios que se licuaron como en los que no lo hicieron) estimando los tipos de suelos y algunas de sus propiedades, para luego, de acuerdo con lo anterior, seleccionar las ubicaciones de pruebas SPT y de muestreos alterados e "inalterados". En la tabla 3.5 se presenta un resumen de los mismos.

Las pruebas de penetración efectuadas, CPT y SPT, confirmaron lo expresado en 3.2.3.2 respecto de las ventajas y deficiencias de ambas. Además de las muestras alteradas obtenidas con el muestreador de tubo partido de la prueba SPT, en estas investigaciones se utilizó también el barreno helicoidal para extraer muestras alteradas continuas de gran tamaño, las cuales se usaron para la clasificación visual y para la determinación de la granulometría y de los límites de consistencia de los suelos explorados. Las muestras "inalteradas" se obtuvieron con tubos shelby o con muestreador de pistón en caso de tratarse de suelos muy sueltos o blandos y se emplearon, principalmente, para examinar las estructuras sedimentarias e interpretar mejor, en consecuencia, las condiciones en que se produjo la deposición de los sedimentos.

3.3 Análisis de los datos

3.3.1 Datos del Valle de Mexicali

Como se indicó en 3.2, estos datos se tomaron como base para desarrollar un método nuevo, de campo, para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo granular fino en función de CPT. Para ello se analizaron del modo que se indica a continuación.

3.3.1.1 Determinación de la estratigrafía del lugar

Tal como puede verse en las figuras 3.24, 3.25 y 3.26, se agruparon los sedimentos en unidades y subunidades estratigráficas informales con base en su resistencia a la penetración, sus características granulométricas y sus límites de consistencia, prestando especial atención a los estratos de suelo granular fino ubicados por debajo del N.F. La definición de fronteras y la identificación de materiales, según lo expresado en 3.2.3.2, se realizó en función de la carta de clasificación de suelos (con base en q_c y f_s/q_c) que aparece en la figura 3.7 y de las muestras alteradas (SPT) e inalteradas (tubo shelby) que se extrajeron. Además de la carta de clasificación de suelos citada, se empleó una correlación de tipo local, obtenida por Jiménez (1986), entre los datos del penetrómetro eléctrico (q_c y f_s) y las características del subsuelo en el lugar explorado.

Las unidades estratigráficas mencionadas corresponden, principalmente, a las fases de deposición características de un sistema fluvial debido a que, como se dijo en 3.2.1, durante el Pleistoceno y el Holoceno las crecientes del río Colorado depositaron grandes cantidades de arena fina, limo y arcilla en el valle de Mexicali. Al mismo tiempo esta deposición fue influida por procesos deltaicos y lacustres.

En promedio, desde la superficie hasta los 10 m de profundidad, en la planicie de inundación en estudio, se distinguen las tres unidades estratigráficas principales siguientes:

- A. Desde el N.F. (ubicado a una profundidad promedio de 2.12 m) hasta los 5.10 m, aproximadamente, alternan capas de suelo granular fino, sin plasticidad o poco plástico, de color café oscuro a café grisáceo, cuyo tamaño de grano varía entre los limos y las arenas muy finas. En algunos sitios aparecen, entre dichas capas, estratos muy finos de limo arcilloso y de arcilla limosa de color café.

La heterogeneidad de esta unidad se debe, probablemente, a sucesivas crecientes y menguantes de las corrientes de agua en un ambiente de deposición fluvio-deltaico. En ella, en general, es $q_c < 50 \text{ kg/cm}^2$, $N < 8$ y la compacidad relativa varía entre medio densa y suelta. Con excepción de los estratos finos de limo arcilloso y de arcilla limosa, en esta unidad es $IP < 10$ y $LL < 35$, aproximadamente.

Teniendo en cuenta el estado suelto de los sedimentos, la posición del N.F. y la similitud, en general, con el material arrojado por los "volcanes de arena", se llega a la conclusión de que esta unidad se licuó.

- B. Desde los 5.10 m hasta los 9.15 m, en promedio, se encuentra una capa de arcilla de alta plasticidad, de colores café y café grisáceo, interestratificada con capas delgadas de arcilla limosa y de suelo granular fino, sin plasticidad, que varían entre arena limosa y limo arenoso.

Es probable que la relativa heterogeneidad de esta unidad se deba a que en la deposición de los sedimentos se hayan combinado procesos fluvio-deltaicos con procesos lacustres. En ella, en

general, es $q_c < 10 \text{ kg/cm}^2$, $N < 8$ y la consistencia media a blanda en los estratos arcillosos y $q_c < 50 \text{ kg/cm}^2$, $N < 8$ y la compacidad relativa medio densa a suelta en las capas de arena limosa y de limo arenoso.

Por las mismas razones expuestas en la unidad anterior (A), se concluye que los estratos de arena limosa y de limo arenoso (interestratificados con arcilla de alta plasticidad y con arcilla limosa) se licuaron. Sin embargo, debido al espesor pequeño de dichos estratos, su contribución al asentamiento del terreno fue poco notable.

- C. Desde los 9.15 m en promedio, y más allá de los 10.20 m, se encuentra una capa de material granular fino, de color café, sin plasticidad, que varía entre arena limosa en la parte superior y arena fina en el resto de la unidad.

Teniendo en cuenta que la compacidad relativa de esta unidad aumenta con la profundidad (de manera que a los 10.50 m aproximadamente, q_c supera los 100 kg/cm^2 y N los 25 golpes) y el valor elevado del esfuerzo de confinamiento, se concluye que sólo se licuó la parte superior de la misma (arena limosa), que es similar al material arrojado por "los volcanes de arena".

3.3.1.2 Relación entre los resultados de la prueba CPT y el potencial de licuación.

Para intentar establecer una correlación entre el potencial de licuación y la resistencia a la penetración, uno de los principales factores a tener en cuenta es el estado de esfuerzos efectivos in situ,

**ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA**

a través del valor del esfuerzo vertical efectivo (σ'_v), en depósitos de suelos no cohesivos, normalmente consolidados. Por ello se normalizaron los valores de q_c con respecto a σ'_v (calculado a partir de los pesos volumétricos secos, δ_d , obtenidos por Jiménez, 1986) y se obtuvieron, de este modo, los diagramas de q_c/σ'_v en función de la profundidad Z , en metros. En ellos el término adimensional q_c/σ'_v tiene en cuenta, además de la resistencia a la penetración de punta, las profundidades del N.F. y del estrato de suelo considerado.

Al superponer cada uno de los diagramas anteriores (figuras 3-27 a 3-37) con el perfil estratigráfico que le corresponde, se comprobó que:

- a. Las intersecciones de los mismos con las fronteras de los estratos de suelo fino no susceptibles de licuarse (desde limos arcillosos a arcillas de alta plasticidad) caen entre dos curvas límite (figura 3-38) cuya forma, de acuerdo con el análisis que se hace en el segundo capítulo de este trabajo, responde aproximadamente a una ecuación del tipo de la que se indica en la tabla 3-6. Esta ecuación aparece representada gráficamente en la figura 3-39.

- b. Dichos estratos de suelo fino no susceptible de licuarse, cuyos diagramas de q_c/σ'_v en función de Z caen a la izquierda de las curvas límite o rango de valores mencionados, presentan en general las siguientes características:

f_s/q_c	>	2.50
IP	>	10
LL	>	35

- c. Los estratos de suelo cuyos diagramas de q_c/σ'_v en función de Z caen a la derecha de las curvas límite citadas, están compuestos por suelos granulares finos que comprenden desde limos de baja plasticidad hasta arenas muy finas. Dichos estratos (que se encuentran por debajo del N.F., en estado medio denso a suelto en promedio, hasta los 10 m de profundidad aproximadamente) presentan en general características similares al material arrojado por "los volcanes de arena" y, por lo tanto, podrían haberse licuado durante el sismo del 8 de junio de 1980.
- d. A lo largo de los 10 m de profundidad analizados, los valores máximos de q_c/σ'_v en estos diagramas coinciden con capas de arena muy fina, algo limosa, cuyo color varía entre café grisáceo y gris (véase, como ejemplo, el estrato ubicado entre los 3.20 y los 3.50 m, aproximadamente, del sondeo 1D, en la figura 3.18).
- e. Teniendo en cuenta la compacidad relativa (C_r) elevada de estos estratos, la cual llega en algunos puntos al 70% (valor aproximado, obtenido con la ecuación que aparece en la tabla 3.6), y que el material arrojado por "los volcanes de arena" citados fue fundamentalmente limoso (variando entre limo de baja plasticidad, limo arenoso y arena limosa, de color café), es probable que los mismos no se licuaran o que sólo se licuaran parcialmente. De lo anterior se deduce que los valores máximos de q_c/σ'_v , mencionados en d., podrían usarse para definir unas curvas límite o rango de valores que separaran condiciones de licuación y de no licuación en suelos granulares finos, tales como las que se muestran en la figura 3.40 (en trazo continuo), las que son, aproximadamente, del tipo de las indicadas en la figura 3.39.

3.3.1.3 Comparación con el método de Seed y otros (1983 y 1985)

Para apoyar a lo expuesto hasta aquí, se hizo una comparación con los resultados obtenidos a partir de un análisis detallado del potencial de licuación del sitio investigado usando el método de Seed y otros (1983 y 1985), el cual es el más ampliamente utilizado de los métodos existentes (veáanse las tablas 3.7 a 3.10 y las figuras 3.40, 3.41 y 3.42). De dicha comparación se desprendió lo siguiente:

- a. Para este caso particular, las curvas en trazo continuo de la figura 3.40 y el método de Seed (curva en trazo discontinuo de la misma figura), basado en una relación $q_c/N = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ (figura 3.41), conducen a resultados similares. De acuerdo con los trabajos de Martin y Douglas (1981), de Robertson y otros (1983) y de Schmertmann (1978-a) y debido a que la heterogeneidad del perfil impide establecer una correlación de tipo local confiable, se consideró adecuado usar un valor promedio $q_c/N = 3.5 \text{ kg/cm}^2$ para los estratos de suelo granular fino del lugar investigado.
- b. En perfiles estratigráficos heterogéneos como el del sitio en cuestión, al evaluar el potencial de licuación por el método de Seed (en función de N), debido a la naturaleza discontinua de la prueba SPT (que sólo permite obtener valores cada 60 cm) se producen errores que llevan a considerar como susceptibles de licuarse a estratos que, en realidad, no lo son (compárense las figuras 3.40 y 3.41 con la 3.42) o viceversa.

A lo señalado en el punto anterior, puede agregarse que a pesar de que se usó el mismo equipo para la prueba SPT en todos los casos, los resultados de la misma presentaron poca repetibilidad. Todo esto constituye una importante fuente de error y confirma lo expresado en 2.1.2.1..

3.3.1.4. Curvas límite por izquierda y por derecha

De acuerdo con lo establecido en los incisos a., b. y c. del punto 3.3.1.2, se obtuvieron unas curvas límite a las que se les dió el nombre de curvas límite por izquierda ^(figura 3-38). Los suelos cuyos diagramas de η_c/σ'_v en función de Z caigan a la izquierda de dichas curvas se considerarán no susceptibles de licuarse. Por otra parte, los suelos cuyos diagramas caigan a la derecha de estas curvas, serán susceptibles de licuarse o no dependiendo de la posición de dichos diagramas con respecto a las curvas obtenidas según los incisos d. y e. del mismo punto (a las cuales se les dió el nombre de curvas límite por derecha, figura 3-40). En efecto, estos suelos serán susceptibles de licuarse cuando sus diagramas caigan a la izquierda de las curvas límite citadas (figura 3-40) y no susceptibles en caso contrario.

Las curvas anteriores, límite por izquierda y por derecha ^(figura 3-43), constituyen la base del método para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo granular fino, en función de CPT, que se propone en el siguiente capítulo de este trabajo.

3.3.2 Datos del Valle Imperial

Como las curvas límite por derecha obtenidas (figura 3-40) correspondieron a una aceleración máxima de la superficie del terreno ($a_{m\acute{a}x}$) aproximadamente igual a 0.6g (tabla 3-7), para darle un carácter más general al método se analizaron, de un modo similar al empleado para los datos del Valle de Mexicali, los datos del Valle Imperial (tabla 3-5). Los mismos, al comprender sitios que se licuaron para valores

de $a_{m\acute{a}x}$ variables entre 0.2 y 0.8g, permitieron obtener una curva l\acute{i}mite para cada-una de dichas $a_{m\acute{a}x}$ y abarcar, en consecuencia, un rango bastante amplio de aceleraciones (figura 3-44).

Estas curvas l\acute{i}mite corresponden a valores de $a_{m\acute{a}x}$ estimados con base en los valores registrados, durante los sismos de 1979 y 1981, en los sitios m\acute{a}s cercanos a cada uno de los lugares que se licuaron (Brandow y Leeds, 1980; Joyner y Boore, 1981; Mattiesen y Porcella, 1979; Mena y otros, 1981; Reyes, 1980; Seed e Idriss, 1982 y Youd y Bennet, 1983). Para obtenerlas, adem\acute{a}s de las pruebas CPT, se utilizaron los perfiles estratigr\`aficos, los detalles sobre las evidencias de campo de licuaci\`on y los pesos volum\`etricos que figuran en cada una de las investigaciones que aparecen en la tabla 3-5, los cuales en general, son todos datos promedio. Dichos datos se usaron tambi\`en para verificar la validez de las curvas l\acute{i}mite por izquierda obtenidas anteriormente (figura 3-38) y para confirmar lo expresado en el punto 3.3.1.2, inciso b., con respecto a los suelos finos no susceptibles de licuarse (cuyos diagramas de q_c/σ'_v en funci\`on de Z caen a la izquierda de las curvas mencionadas) los cuales en general presentan las siguientes caracterfsticas:

f_s/q_c	>	2.50
IP	>	10
LL	>	35

Sin embargo, debido a que para valores muy peque\`nos de q_c el par\`ametro f_s/q_c deja de ser confiable (Schmertmann, 1978-a), puede suceder que en estratos formados por suelos arcillosos muy blandos, no susceptibles de licuarse, dicho par\`ametro se encuentre por debajo del 2.5%.

3.4. Conclusiones

- Como sobre el valor de q_c influyen tanto las caracterfsticas propias del penetr\`ometro como las propiedades geot\`ecnicas del dep\`osito explorado, es

necesario que los resultados que se analicen para correlacionarlos con el potencial de licuación correspondan a pruebas de penetración realizadas (en sitios que se licuaron y que no se licuaron bajo la acción de sismos diferentes) con cono estático tipo Fugro estándar, es decir, que se ajusten a lo estipulado en 2.1.3.3..

- Las pruebas SPT analizadas confirmaron lo expresado en 2.1.2.1., o sea que los sondeos realizados con esta técnica fueron poco confiables y de escaso valor para la identificación de fronteras entre estratos, y además se mostraron muy dependientes del operador. Mientras que las CPT, por el contrario, probaron ser una herramienta confiable para la identificación fina de fronteras, para la identificación y clasificación de suelos (a través de correlaciones como la de Robertson y Campanella, 1983-a, y de correlaciones de tipo local como la lograda por Jiménez, 1986) y para establecer una correlación entre los valores obtenidos con ellas y el potencial de licuación de depósitos de suelo granular fino.
- Las pruebas CPT-PP se usaron sólo como una información complementaria de los datos obtenidos con CPT y con muestreo alterado e inalterado, para definir la estratigrafía. Esto se debe a que la magnitud de la presión de poro generada durante la penetración con cono, depende no sólo del estado de esfuerzos efectivos y de la compresibilidad o dilatancia de los suelos granulares in situ, sino también de su permeabilidad y de la velocidad de penetración, forma y ubicación del elemento sensible en el cono empleado (Schmertmann, 1978-b y Campanella y otros, 1982 y 1984). En consecuencia, su uso como una medida de la resistencia a la licuación resulta extremadamente difícil de cuantificar, sobre todo a partir de la pequeña cantidad de datos con que se cuenta hasta la fecha.
- Tomando en cuenta los datos analizados en este trabajo y en otros como el de Martín y Douglas (1981), se puede considerar a los suelos con f_s/q_c > 2.5% no susceptibles de licuarse. Sin embargo, la condición anterior es necesaria pero no suficiente, es decir que hay suelos no susceptibles de licuarse que tienen $f_s/q_c \leq 2.5\%$. Por lo tanto, no se puede evaluar

el potencial de licuación de un depósito de suelo en función del valor de ese parámetro exclusivamente.

- Los suelos con $f_s/q_c \leq 2.5\%$ se considerarán susceptibles de licuarse cuando sus diagramas de q_c/σ'_v en función de Z caigan a la derecha de las curvas límite de la figura 3-38 y a la izquierda de la curva límite de la figura 3-44 correspondiente a la $a_{m\acute{a}x}$ considerada en la evaluación. Cuando no se cumplan algunas de estas dos condiciones, dichos suelos se considerarán no susceptibles de licuarse. Teniendo en cuenta lo dicho en este párrafo y en el anterior, se puede concluir que las curvas límite mencionadas son imprescindibles para analizar el potencial de licuación de suelos con $f_s/q_c \leq 2.5\%$.
- La correlación presentada en el párrafo anterior permite aceptar la hipótesis planteada en el punto 1.4. de la introducción. Dicha correlación constituye la base del método para evaluar el potencial de licuación de depósitos de suelo granular fino (en función de resultados de CPT) que se propone en el capítulo siguiente.

Tabla 3-1: Exploración preliminar (Valle de Mexicali). Relación de sitios estudiados (Díaz Rodríguez, 1983).

Sitio	Parcela	Ubicación	Evidencia de licuación	Número de sondeos
1	P - 0	Col Olachca	NO	2
2	P - 32	Ej Oaxaca	SI	2
3	P - 31	"	SI	2
3'	P - 26A	"	SI	2
4	P - 35A	"	SI	2

Tabla 3-2: Exploración preliminar (Valle de Mexicali). Tipo y profundidad de sondeos (Díaz Rodríguez, 1983).

Sitio	Tipo de sondeo	Prof en m
1	SPT	35.0
1	CPT	10.0
2	SPT	9.5
2	CPT	10.4
3	SPT	15.0
3	CPT	10.1
3'	SPT	10.2
3'	CPT	15.0
4	SPT	12.0
4	CPT	10.3

Tabla 3-3: Exploración del sitio definitivo (Valle de Mexicali). Relación de sondeos (Díaz Rodríguez, 1983).

Punto	Sondeo		Prof en m	Coordenadas	
	No.	Tipo		x (m)	y (m)
2	2A	SPT	10.2	4	0
	2C	CPT	10.0	6	0
4	4A	CPT-PP	10.0	24	0
	4C	SPT	15.0	26	0
9	9A	MI	8.9	74	0
	9C	CPT	10.0	76	0
10	10B	MI	8.1	0	76
	10D	CPT-PP	10.0	0	74
1	1B	CPT-PP	10.0	0	4
	1D	MI	9.9	0	-6
3	3B	CPT	10.2	0	-24
	3D	CPT-PP	9.0	0	-26
11	11B	CPT-PP	10.0	0	-90
	11D	CPT	10.0	0	-101

Notación:

SPT : Penetración estándar

CPT : Penetración con cono estático eléctrico tipo Fugro estándar

CPT-PP: Piezocono

MI : Muestreo inalterado

TABLA 3.4 DEFINICIÓN Y DESCRIPCIÓN DE LA ESTRATIGRAFÍA, COMBINANDO PRUEBAS DE LABORATORIO (JIMÉNEZ, 1986) Y DE CAMPO (DÍAZ-RODRÍGUEZ, 1982 Y 1983), EN EL VALLE DE MEXICALI

SITIO 3' PUNTO 1

PROFUNDIDAD	$\gamma_m \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right)$	$\omega (\%)$	$\gamma_d \left(\frac{\text{ton}}{\text{m}^3} \right)$	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Pasa #200	DESCRIPCION DE LOS ESTRATOS
0.00-0.60	1.90	25.67	1.51	30.37	21.18	9.19	94.16	Arcilla café oscuro, de alta compresibilidad, con materia orgánica
0.60-1.90	1.90	25.67	1.51	30.37	21.18	9.19	94.16	Limo arcilloso café, de baja compresibilidad, con rastros de materia orgánica
1.90-2.50	1.88	32.72	1.42	35.40	27.64	7.76	95.80	Limo café de baja compresibilidad
2.50-3.10	1.89	14.09	1.65	27.45	19.00	8.45	74.48	Limo café, de baja compresibilidad, con arcilla y arena fina con algo de mica de color plateado
3.10-3.20	1.93	27.65	1.51	27.70	13.92	13.78	74.74	Arcilla limosa café, de baja compresibilidad, con arena fina con algo de mica de color plateado.
3.20-3.50	-	-	-	-	-	-	-	Arena café grisáceo muy fina, algo limosa
3.50-3.78	-	-	-	-	-	-	-	Limo arenoso café
3.78-3.83	2.03	24.25	1.63	33.40	17.61	15.79	89.91	Arcilla café de baja compresibilidad
3.83-4.00	-	-	-	-	-	-	-	Limo café de compresibilidad media
4.00-4.87	1.97	24.21	1.59	sin	plasticidad		83.92	Limo arenoso café, sin plasticidad, con algo de mica
4.87-6.45	1.89	33.44	1.42	62.16	23.34	38.82	97.95	Arcilla café a café grisáceo, de alta compresibilidad
6.45-7.05	-	-	-	-	-	-	-	Arena limosa a limo arenoso café, sin plasticidad

(Sigue en 2)

PROFUNDIDAD	γ_m ($\frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$)	ω (%)	γ_d ($\frac{\text{ton}}{\text{m}^3}$)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Pasa # 200	DESCRIPCION DE LOS ESTRATOS
7.05-7.60	1.80	22.96	1.46	26.85	17.34	9.51	96.34	arcilla limosa café, de baja compresibilidad
7.60-7.85	1.87	34.04	1.40	67.80	20.95	46.85	100.00	arcilla café grisáceo, de alta compresibilidad
7.85-7.95	-	-	-	-	-	-	-	arena limosa café
7.95-8.12	-	-	-	-	-	-	-	arcilla limosa café, de baja compresibilidad
8.12-8.20	-	-	-	-	-	-	-	limo arenoso café, sin plasticidad
8.20-8.60	1.94	29.08	1.50	51.32	20.74	30.57	98.09	arcilla café, de baja a alta compresibilidad
8.60-9.00	1.98	15.02	1.72	25.00	23.84	1.16	74.78	limo arenoso café rojizo, con algo de mica
9.00-9.40	1.89	30.70	1.45	47.85	16.28	31.58	100.00	arcilla café, de baja a alta compresibilidad
9.40-?	-	-	-	-	-	-	-	arena fina limosa café, sin plasticidad.

EXPLICACION DE LA TABLA 3.4

DEFINICION Y DESCRIPCION DE LA ESTRATIGRAFIA, COMBINANDO PRUEBAS DE LABORATORIO (JIMENEZ, 1986) y DE CAMPO (DIAZ-RODRIGUEZ, 1982 y 1983)

Para elaborar esta tabla se tomaron de la exploración definitiva, sitio 3', los puntos 1 y 2. El primero se tomó como base y el segundo como apoyo, por ser bastante próximo al anterior. En cada uno de estos puntos se hicieron dos sondeos, separados 2 m, cuyas características fueron las siguientes:

PUNTO	SONDEO		PROF.	COORDENADAS	
	No.	Tipo		M	X(M)
1	1B	CPT-PP	10.0	0	-4
	1D	MI	9.9	0	-6
2	2A	SPT	10.2	4	0
	2C	CPT	10.0	6	0

NOTACION:

SPT	Penetración estandar
CPT	Penetración con cono estático eléctrico
CPT-PP	Piezocono
MI	Muestreo inalterado con tubo shelby

A partir de la información anterior se hizo un perfil estratigráfico detallado del punto 1 (figura 3.18) comprobándose lo siguiente:

- 1) Con los valores obtenidos de la prueba CPT-PP(1B) y usando cartas de clasificación de suelos como la de Robertson y Campanella (figura 3.7), se pudieron detectar, en algunos casos, estratos de hasta 10 cm de espesor aproximadamente. A pesar de esto, fue necesario contar con un MI(1D) en el mismo lugar para poder calibrar, localmente, los datos del penetrómetro eléctrico con las características del subsuelo (Jiménez, 1986).

- 2) Como la recuperación con tubos shelby en suelos del tipo de las arenas muy finas poco limosas fue muy baja, fue necesario en esos casos complementar al MI(10) con el muestreo al terado (con tubo partido) del SPT(2A) para poder hacer la descripción correspondiente, sin perder de vista que a pesar de la corta distancia que separa a ambos sondeos (unos 7 m, aproximadamente), pueden producirse algunas diferencias en la estratigrafía.
- 3) Las fronteras entre los diferentes estratos que aparecen en esta tabla y en la figura 3.18 son, en realidad, sólo valores promedio ya que en muchos casos el cambio de un estrato a otro no se produce en forma brusca sino por medio de una transición.
- 4) El diagrama de presión de poro generado durante el hincado del cono, u , tal como se indica en el punto 3.2.3.2, fue una información complementaria muy valiosa para diferenciar a los estratos de suelo fino de baja plasticidad de los de alta plasticidad.
- 5) Debido a las características granulométricas de los estratos de suelo granular fino presentes (cuyo tamaño de grano varía entre arenas muy finas y limos, es decir entre la malla No. 100 (0.149 mm) y 0.02 mm aproximadamente), se consideró más valiosa la descripción de los mismos acompañada de los valores dados por la prueba CPT (los cuales están predominantemente influenciados por la resistencia y la compresibilidad de los suelos), que atribuirles simplemente nombres dados por un sistema de clasificación como el SUCS.
- 6) Al comparar los diagramas de q_c en función de la profundidad, de los sondeos 1B y 2C, se observa que, a pesar de la corta distancia que los separa (unos 7 m, aproximadamente), hay algunas pequeñas diferencias en las posiciones relativas de los estratos. También se aprecian diferencias en los valores de q_c , las cuales se deben más a los distintos tipos

de cono empleados, uno con medición de presión de poro (1B) y el otro sin ella (2C), que a variaciones en las características de los estratos.

**TABLA 3.5 SONDEOS EFECTUADOS EN EL VALLE IMPERIAL DESPUES DE LOS SISMOS DE
1979 Y 1981**

SITIOS	Sismos que produjeron licuación		Número de sondeos efectuados				REFERENCIAS
	Fecha	a _{máx}	CPT	SPT	MA	MI	
Carretera Heber	15 - JUNIO - 1979	0.8 g	-	7	3	5	Bennett y otros (1981) Douglas y Martin (1982) Bennett y otros (1981) Douglas y Martin (1982) Douglas y Martin (1982) Douglas y Martin (1982) Bennett y otros (1984) Bennett y otros (1984)
River Park		0.8 g	23	-	-	-	
		0.2 g	-	4	6	-	
		0.2 g	22	-	-	-	
Inters. carreteras Kings y Orchard		0.8 g	16	-	-	-	
Canal All American		0.8 g	7	-	-	-	
Rancho Mc Kim		0.5 g	8	4	-	3	
Torre de Radio		0.2 g	4	2	-	-	
Administración Nac. de la Vida Salvaje	26 - ABRIL - 1981	0.7 g	16	6	5	20	Bennett y otros (1984)
Canal Vail		0.7 g	6	4	-	1	
Carretera Kornbloom		0.7 g	9	4	2	6	
Northend		0.7 g	3	2	1	-	
Carretera Bowles		0.7 g	2	-	4	-	
Carretera Young		0.7 g	7	1	5	-	
Grupo Eastern		0.6 g	6	-	3	-	
Carretera Walker		0.8 g	6	-	-	-	
Carretera Bannister	0.8 g	1	-	-	-		

Sitios: Lugares en donde las evidencias de licuación fueron más notables

a_{máx} : aceleración superficial máxima del terreno, estimada según lo dicho en el punto 3.3.2

CPT : prueba de penetración con cono estático eléctrico tipo Fugro estándar

SPT : prueba de penetración estándar

MA : muestreo alterado, realizado con barrenos helicoidales

MI : muestreo "inalterado", realizado con tubo shelby o con muestreador de pistón

TABLA 3.6 OBTENCIÓN DE LAS CURVAS QUE APARECEN EN LA FIG. 3.39 (VARIACIÓN DE q_c/σ'_v CON Z EN m, Y CON $C_r\%$)

Z (m)	C _r (%)	(1)									(2)								
		σ'_v (kg/cm ²)									q_c/σ'_v								
		0	10	20	30	40	50	60	70	80	0	10	20	30	40	50	60	70	80
1		0.14	0.14	0.15	0.15	0.16	0.17	0.17	0.18	0.19	21.80	29.14	38.20	51.07	67.06	88.18	117.94	155.11	204.37
2		0.28	0.29	0.30	0.31	0.32	0.33	0.34	0.36	0.37	17.84	23.59	31.23	41.39	59.88	72.73	96.47	126.94	168.46
3		0.42	0.43	0.44	0.46	0.48	0.50	0.51	0.54	0.56	15.88	21.02	27.95	36.91	48.77	64.48	85.76	112.85	149.39
4		0.56	0.59	0.59	0.62	0.64	0.66	0.68	0.72	0.74	14.59	19.29	25.68	33.85	44.88	59.50	78.91	103.82	137.78
5		0.70	0.72	0.74	0.77	0.80	0.83	0.86	0.90	0.93	13.68	18.11	24.04	31.79	42.06	55.67	73.71	97.31	128.96
6		0.83	0.86	0.89	0.92	0.95	0.99	1.03	1.07	1.12	12.97	17.21	22.79	30.20	40.02	52.90	69.95	92.55	122.19
7		0.97	1.01	1.04	1.08	1.11	1.16	1.20	1.25	1.30	12.40	16.42	21.78	28.82	38.25	50.52	66.93	88.47	117.02
8		1.11	1.15	1.18	1.23	1.27	1.32	1.37	1.43	1.49	11.93	15.82	21.00	27.76	36.79	48.66	64.40	85.09	112.48
9		1.25	1.30	1.33	1.39	1.43	1.49	1.54	1.61	1.67	11.53	15.26	20.28	26.78	35.54	46.98	62.25	82.21	108.82
10		1.39	1.44	1.48	1.54	1.59	1.65	1.71	1.79	1.86	11.19	14.81	19.6	26.00	34.47	45.61	60.39	79.73	105.47

- (1) Esfuerzo vertical efectivo, σ'_v , para distintas profundidades, Z, y para distintas compacidades, C_r . Sus valores se obtuvieron suponiendo los siguientes valores extremos para el peso volumétrico seco, γ_d :

$$\gamma_{d\text{mín.}} = 1.39 \text{ ton/m}^3 \quad \gamma_{d\text{máx.}} = 2.03 \text{ ton/m}^3 \quad (\text{Lambe y Whitman, 1984})$$

para calcular, a partir de ellos, los intermedios con la siguiente expresión: $\gamma_d = \frac{100 \cdot \gamma_{d\text{máx.}} - \gamma_{d\text{mín.}}}{100 \cdot \gamma_{d\text{máx.}} - C_r \% \cdot \gamma_{d\text{máx.}} + C_r \% \cdot \gamma_{d\text{mín.}}}$

- (2) Variación, aproximada, con Z y con C_r de la resistencia de punta, q_c , normalizada con respecto a σ'_v ; para depósitos normalmente consolidados de arena fina, cuarzosa, saturada, uniforme, no cementada y geológicamente reciente, cuando son penetrados con un cono estático eléctrico, tipo Fugro estándar, a una velocidad de 2 cm/seg

$$q_c/\sigma'_v \approx 12.31 \cdot \sigma'_v^{-0.29} \cdot \exp. (2.91 \cdot C_r\%/100)$$

(Schmertmann, 1978-b; Baldi y otros, 1985)

TABLA 3.7 CÁLCULO DE LA RELACIÓN DE ESFUERZO CÍCLICO PROMEDIO, τ_{prom}/σ'_v , INDUCIDA POR EL SISMO DEL VALLE DE MEXICALI (8 DE JUNIO DE 1980)

(1)	(2)	(3)	(4)
PROF.	σ_v/σ'_v	r_d	τ_{prom}/σ'_v
m	-	-	-
2	1.26	0.98	0.52
3	1.26	0.97	0.52
4	1.26	0.96	0.51
5	1.26	0.95	0.51
6	1.25	0.94	0.50
7	1.26	0.93	0.50
8	1.26	0.93	0.50
9	1.26	0.92	0.49
10	1.26	0.91	0.48

Explicación:

- (1) El cálculo se hizo a partir de los 2 m debido a que el N.F. se encuentra en promedio, a una profundidad de 2.12 m y hasta los 10 m que es aproximadamente, la profundidad máxima a la cual se llegó con los sondeos CPT.
- (2) La relación entre el esfuerzo vertical total (σ_v) y el efectivo (σ'_v) se calculó a partir de los valores obtenidos en la tabla 3.8.
- (3) El factor de reducción de esfuerzo (r_d) fue calculado suponiendo una variación aproximadamente lineal entre los valores 1, que corresponde a la superficie del terreno y 0.9 que corresponde a una profundidad de 35 pies (=10.67 m). La forma correcta de calcularlo es con la figura 2.8 (Seed e Idriss, 1982).
- (4)
$$\frac{\tau_{prom}}{\sigma'_v} = 0.65 \cdot \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \cdot \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \cdot r_d$$
; expresión tomada de Seed e Idriss (1982) y en la cual $a_{m\acute{a}x}$ es la aceleración máxima en la superficie del terreno.

...

Explicación

(4) ...

Como no se cuenta con el registro de $a_{\text{máx.}}$ en la estación Delta (ubicada a unos 20 km del epicentro) durante el sismo en cuestión, con base en los datos que figuran en la tablas 1 y 4, y en la figura 1 del trabajo de Mena y otros (1981) y teniendo en cuenta la relación empírica que aparece en la figura 15 del trabajo de Seed e Idriss (1982), se adoptó el valor $a_{\text{máx.}} = 0.60$ a 0.65 g.

TABLA 3.8 CÁLCULO DE LOS ESFUERZOS VERTICALES EFECTIVOS Y TOTALES

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
PROF.	γ_d	γ_m	σ'_v	σ_v
m	ton/m ³	ton/m ³	kg/cm ²	kg/cm ²
1.90	1.51	1.90	0.29	0.36
2.50	1.42	1.88	0.37	0.47
3.10	1.60	1.90	0.47	0.59
3.50	1.60	1.90	0.53	0.66
4.00	1.63	2.03	0.61	0.77
5.10	1.59	1.97	0.79	0.98
7.80	1.42	1.86	1.17	1.48
8.10	1.60	1.90	1.22	1.54
8.60	1.51	1.94	1.30	1.64
9.00	1.72	1.98	1.36	1.72
9.40	1.45	1.89	1.42	1.79
10.00	1.65	1.96	1.52	1.91

EXPLICACION:

- (1) Las profundidades indicadas corresponden, aproximadamente, a los puntos en que se producen cambios significativos en la estratigrafía, en el sondeo No. 1 de la exploración definitiva (Jiménez, 1986).
- (2) El peso volumétrico seco (γ_d) se obtuvo a partir del peso volumétrico de la muestra (γ_m) y de su contenido de agua (ω):

$$\gamma_d = \gamma_m / (1 + \omega)$$
- (3) γ_m se obtuvo en laboratorio (Jiménez, 1986) a partir de un muestreo inalterado realizado con tubos shelby (sitio 3', sondeo 1D). Sus valores concuerdan, aproximadamente, con las calas volumétricas realizadas en los sondeos 1D, 9A y 10B.
- (4) El diagrama de esfuerzo vertical efectivo (σ'_v) correspondiente aparece en la figura 3.18.
- (5) El diagrama de esfuerzo vertical total (σ_v) correspondiente aparece en la figura 3.18.

Nota: Al calcular ambos esfuerzos verticales no se tuvo en cuenta el posible ascenso capilar del agua por encima del H.F.

TABLA 3.9. EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN POR EL MÉTODO DE SEED Y OTROS
(1983 Y 1985)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
Sitio	Sondeo	Prof.	σ'_v	N	C_N	q_c	C_{qc}	$N_1 = N = C_N + 7.5$	$q_{c1} = q_c \cdot C_{qc}$	τ_{prom}/σ'_v	Observaciones
No.	No.	m	kg/cm ²	-	-	kg/cm ²	-	-	kg/cm ²	-	-
3'	1B	3.40	0.52	-	-	40.00	1.60	-	64	0.52	arena muy fina *
		3.45	0.525	-	-	45.00	1.59	-	72	0.52	arena muy fina *
3'	2AyC	2.90	0.44	3	1.49	28.60	1.81	12	52	0.52	arena limosa °
		3.30	0.50	8	1.42	16.40	1.65	19	27	0.52	arena limosa °
		3.90	0.60	8	1.31	43.50	1.44	18	63	0.51	arena muy fina °
		4.50	0.69	4	1.22	29.80	1.31	12	39	0.51	arena limosa °
		7.00	1.06	4	0.97	46.00	0.96	11	44	0.50	arena muy fina °
		7.20	1.09	4	0.95	52.20	0.94	11	49	0.50	arena muy fina °
		8.00	1.20	6	0.89	42.00	0.88	13	37	0.50	arena muy fina °
		9.00	1.36	5	0.83	41.80	0.80	12	33	0.49	arena muy fina °
		9.70	1.47	2	0.78	73.00	0.76	9	55	0.48	arena muy fina °
3'	3B	9.90	1.50	-	-	91.20	0.75	-	68	0.48	arena muy fina °
		10.00	1.52	-	-	102.40	0.74	-	76	0.48	arena muy fina °
3'	4AyC	2.80	0.42	6	1.52	25.00	1.87	17	47	0.52	arena limosa °
		3.00	0.45	6	1.48	35.00	1.78	16	62	0.52	arena limosa °
		3.10	0.47	10	1.45	45.00	1.72	22	77	0.52	arena muy fina °
		3.15	0.475	10	1.45	50.00	1.71	22	86	0.52	arena muy fina (°)
		3.20	0.48	10	1.44	45.00	1.70	22	77	0.52	arena limosa °
		3.30	0.50	10	1.42	42.50	1.65	22	70	0.52	arena limosa °
		3.40	0.52	10	1.39	47.50	1.60	21	76	0.52	arena muy fina °
		3.50	0.53	10	1.38	40.00	1.58	21	63	0.52	arena muy fina °
		4.10	0.63	6	1.28	40.00	1.39	15	56	0.51	arena limosa °
		4.80	0.74	10	1.18	42.50	1.24	19	53	0.51	arena muy fina °
		5.40	0.83	5	1.11	55.00	1.14	13	63	0.51	arena muy fina °
		5.70	0.87	9	1.08	55.00	1.11	17	61	0.50	arena muy fina °
		8.30	1.25	5	0.87	22.50	0.85	12	19	0.50	limo arenoso °
		9.90	1.50	25	0.77	40x25 =100	0.75	27	75	0.48	arena muy fina °
3'	9C	2.40	0.36	-	-	31.90	2.09	-	67	0.52	arena limosa °
		2.50	0.37	-	-	40.30	2.05	-	83	0.52	arena muy fina (°)
		2.60	0.39	-	-	39.60	1.97	-	78	0.52	arena limosa °
		9.40	1.42	-	-	76.80	0.78	-	60	0.49	arena muy fina °
		9.50	1.44	-	-	106.30	0.77	-	82	0.49	arena muy fina (°)

...2

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
Sitio	Sondeo	Prof.	σ'_v	N	C_N	q_c	C_{q_c}	$N_1 =$ $N = C_N + 7.5$	$q_{c1} =$ $q_c = C_{q_c} q_c$	τ_{prom}/σ'_v	Observaciones
No.	No.	m	kg/cm ²	-	-	kg/cm ²	-	-	kg/cm ²	-	-
3'	9C	9.60	1.46	-	-	120.20	0.76	-	91	0.48	arena muy fina ⊕
		9.70	1.47	-	-	111.30	0.76	-	85	0.48	arena muy fina ⊕
		9.80	1.49	-	-	94.90	0.75	-	71	0.48	arena muy fina ▲
3'	10D	9.90	1.50	-	-	83.80	0.75	-	63	0.48	arena muy fina ▲
		3'	11D	4.60	0.71	-	-	48.75	1.28	-	62
		2.20	0.33	-	-	29.20	2.22	-	65	0.52	arena limosa +
		2.40	0.36	-	-	29.80	2.09	-	62	0.52	arena limosa +
		2.50	0.37	-	-	36.80	2.05	-	75	0.52	arena muy fina +
		2.60	0.39	-	-	35.10	1.97	-	69	0.52	arena limosa +
		2.80	0.42	-	-	33.00	1.87	-	62	0.52	arena limosa +
		2.90	0.44	-	-	40.80	1.81	-	74	0.52	arena muy fina +
		4.00	0.61	-	-	43.60	1.43	-	62	0.51	arena muy fina +
		4.10	0.63	-	-	56.40	1.39	-	78	0.51	arena muy fina +
		4.20	0.65	-	-	61.50	1.36	-	84	0.51	arena muy fina ⊕
		4.30	0.66	-	-	65.40	1.35	-	88	0.51	arena muy fina ⊕
		4.40	0.68	-	-	64.00	1.32	-	84	0.51	arena muy fina ⊕
		4.50	0.69	-	-	51.70	1.31	-	68	0.51	arena muy fina +
		4.00	0.71	-	-	54.90	1.28	-	70	0.51	arena muy fina +
		4.70	0.72	-	-	49.20	1.27	-	62	0.51	arena muy fina +
		7.10	1.07	-	-	67.00	0.95	-	64	0.50	arena muy fina +
		9.10	1.38	-	-	75.70	0.79	-	60	0.49	arena muy fina +
		9.70	1.47	-	-	78.40	0.76	-	60	0.48	arena muy fina +

EXPLICACION DE LA TABLA 3.9 EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION POR EL METODO DE SEED Y OTROS (los fundamentos del mismo aparecen explicados en 2.2.2)

- (1) Se analizaron todos los sondeos realizados durante la exploración definitiva.
- (2) El tipo, la profundidad y la ubicación de cada uno de los sondeos analizados puede verse en la tabla 3.3.
- (3) Se indican las profundidades seleccionadas para hacer este análisis de acuerdo con el criterio expuesto en 3.3.1.2 (d. y e).
- (4) Los esfuerzos verticales efectivos (σ'_v) se obtuvieron a partir de la tabla 3.8.
- (5) El número de golpes (N) de la prueba de penetración estándar (SPT) fue obtenido usando un muestreador de tubo partido estándar y un sistema de martillo con forma de dona y dos vueltas de cuerda alrededor de la polea, el cual entrega a las barras de perforación un 55%, aproximadamente, de la energía de caída libre teórica calculada para esta prueba (Seed y otros, 1985).
- (6) El factor de corrección (C_N) se obtuvo de la figura 2.9 (Seed e Idriss, 1982). También se puede calcular este valor, aproximadamente, con la expresión dada por Baldi y otros (1985),

$$C_N = \sigma'_v^{-0.56}$$
 , o con la expresión dada por Tokimatsu y Yoshimi (1983). $C_N = 1.7 / [\sigma'_v (\text{kg/cm}^2) + 0.7]$.
- (7) La resistencia a la penetración por punta (q_c) fue obtenida con un cono estático eléctrico tipo, Fugro estándar, hincado a una velocidad de 2 cm/seg (veáse 2.1.3.2).
- (8) El factor de corrección (C_{q_c}) se obtuvo también de la figura 2.9 (Seed e Idriss, 1982). Asimismo se puede calcular este valor, aproximadamente, con la expresión dada por Baldi y otros (1985).

$$C_{q_c} = \sigma'_v^{-0.72}$$
 .

...Explicación

- (9) Al valor de N normalizado ($N_1 = N \times C_N$), es decir al valor que tendría bajo una presión efectiva de sobrecarga de 1 kg/cm^2 , se le sumó un $\Delta N = 7.5$ para tener en cuenta el contenido de finos, de acuerdo con lo establecido por Seed y otros (1983).
- (10) q_c normalizado ($q_{c1} = q_c \times C_{q_c}$) es el valor que tendría q_c bajo una presión de sobrecarga de 1 kg/cm^2 .
- (11) La relación de esfuerzo cíclico promedio ($\tau_{\text{prom}}/\sigma'_v$) fue obtenida de la tabla 3.7.
- (12) Se indica, en forma muy breve, la estratigrafía correspondiente a cada una de las profundidades analizadas para apoyar lo expresado en 3.3.1.2 (d. y e.). También aparecen a la derecha los símbolos usados en las figuras 3.40, 3.41 y 3.42, los cuales están encerrados por una circunferencia (○) cuando corresponden a condiciones de no licuación, según las evidencias de campo con que se cuenta.

TABLA 3.10 OBTENCIÓN DE LA CURVA DE q_c/q'_v EN FUNCIÓN DE Z (m), QUE SEPARA CONDICIONES DE LICUACIÓN Y DE NO LICUACIÓN, SEGÚN EL MÉTODO DE SEED Y OTROS (1983 Y 1985), PARA SISMOS DE $M = 6.4$ Y SUELOS CON $D_{50} < 0.15$ mm, BASÁNDOSE EN UNA RELACIÓN $q_c/N = 3.5$ kg/cm²

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Z	σ_v	σ'_v	σ_v/σ'_v	r_d	τ_{prom}/σ'_v	q_{c1}	C_{qc}	q_c	q_c/σ'_v
m	kg/cm ²	kg/cm ²	-	-	-	kg/cm ²	-	kg/cm ²	-
2	0.380	0.301	1.262	0.981	0.523	84.12	2.374	35.45	117.71
3	0.569	0.452	1.259	0.972	0.517	83.95	1.771	47.40	104.87
4	0.765	0.614	1.246	0.963	0.507	83.07	1.421	58.88	95.90
5	0.962	0.773	1.245	0.953	0.501	83.50	1.204	69.35	89.72
6	1.149	0.916	1.254	0.944	0.500	83.47	1.065	78.38	85.57
7	1.335	1.058	1.262	0.934	0.498	83.42	0.960	86.90	82.14
8	1.522	1.204	1.264	0.925	0.494	83.31	0.875	95.21	79.08
9	1.717	1.364	1.259	0.916	0.487	83.11	0.800	103.89	76.17
10	1.911	1.521	1.256	0.906	0.481	82.94	0.739	112.23	73.79

Explicación:

Los términos que aparecen en las columnas (1) a (8) tienen los significados expuestos, previamente, en las tablas 3.7, 3.8 y 3.9 de este trabajo.

El procedimiento seguido para obtener los valores de la resistencia de punta, q_c , que aparecen en la columna (9), fue el siguiente:

- 1) Para cada Z_i se obtuvieron los valores de C_{qc1} , de $(\sigma_v/\sigma'_v)_i$ y de r_{di} y con los dos últimos se calculó la $(\tau_{prom}/\sigma'_v)_i$ para dicha profundidad.
- 2) Entrando con la $(\tau_{prom}/\sigma'_v)_i$, calculada en el punto anterior, en la figura 3.41 se sacó el valor de q_{c1i} correspondiente.
- 3) Al valor de q_{c1i} , así determinado, se lo dividió en el C_{qc1} , calculado en el punto 1), para obtener q_{ci} .

... Explicación

Finalmente, se normalizaron estos valores de q_c con respecto a σ_v^i para luego representarlos en función de $Z(m)$ en la figura 3.40 (curva en línea discontinua).

Correlación entre los resultados de CPT y el potencial de licuación de depósitos de suelo granular fino

Recopilación de datos apropiados, es decir, investigaciones de sitios que se licuaron y que no se licuaron bajo la acción de sismos diferentes y que contengan:

- 1- Principalmente, resultados de pruebas CPT y, como complemento, resultados de pruebas SPT y de MI
- 2- Ubicación y características de evidencias superficiales de licuación
- 3- Características de los sismos que se produjeron, especialmente valores de "a_{máx.}"

Los datos que se analizan corresponden a investigaciones realizadas por:

Díaz Rodríguez (1982 y 1983)	valle de Mexicali (sismo del 8/6/80)	En ambos valles, para valores de "a _{máx.} " variables entre 0.2 y 0.8g, se licuaron depósitos normalmente consolidados formados, principalmente, por suelos saturados que comprenden desde arenas finas hasta limos de baja plasticidad, no cementados y geológicamente recientes
Douglas y Martín (1982)	valle Imperial (sismos del 15/10/79 y del 21/4/81)	
Youd y Wiczonek (1982 y 1984)		
Youd y Bennett (1983)		
Bennett y otros (1981 y 1984)		

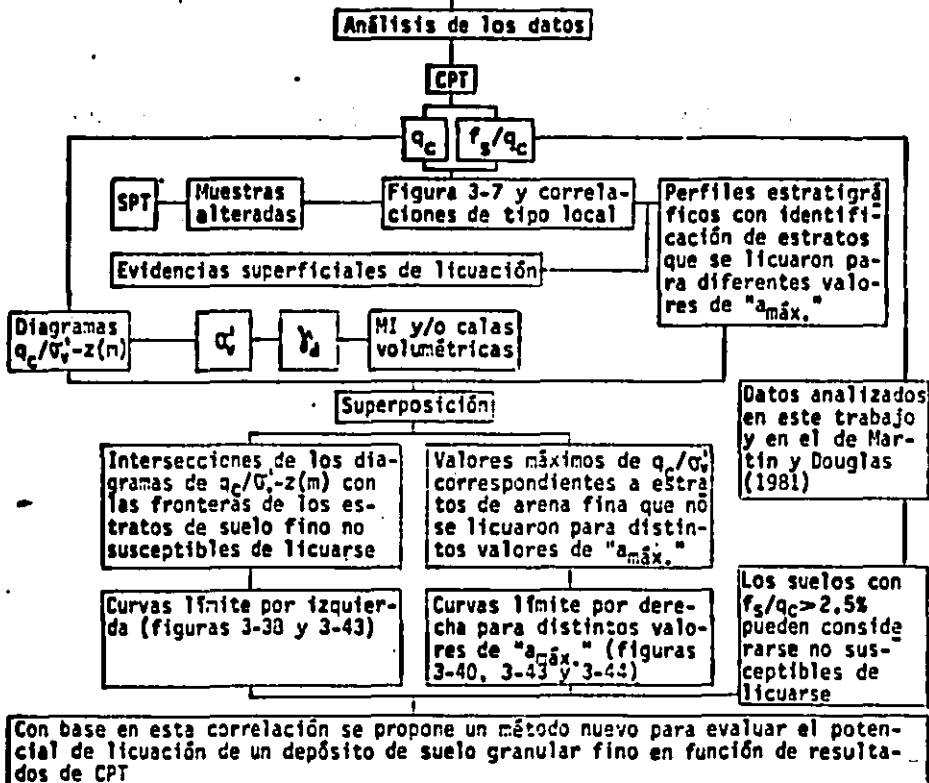
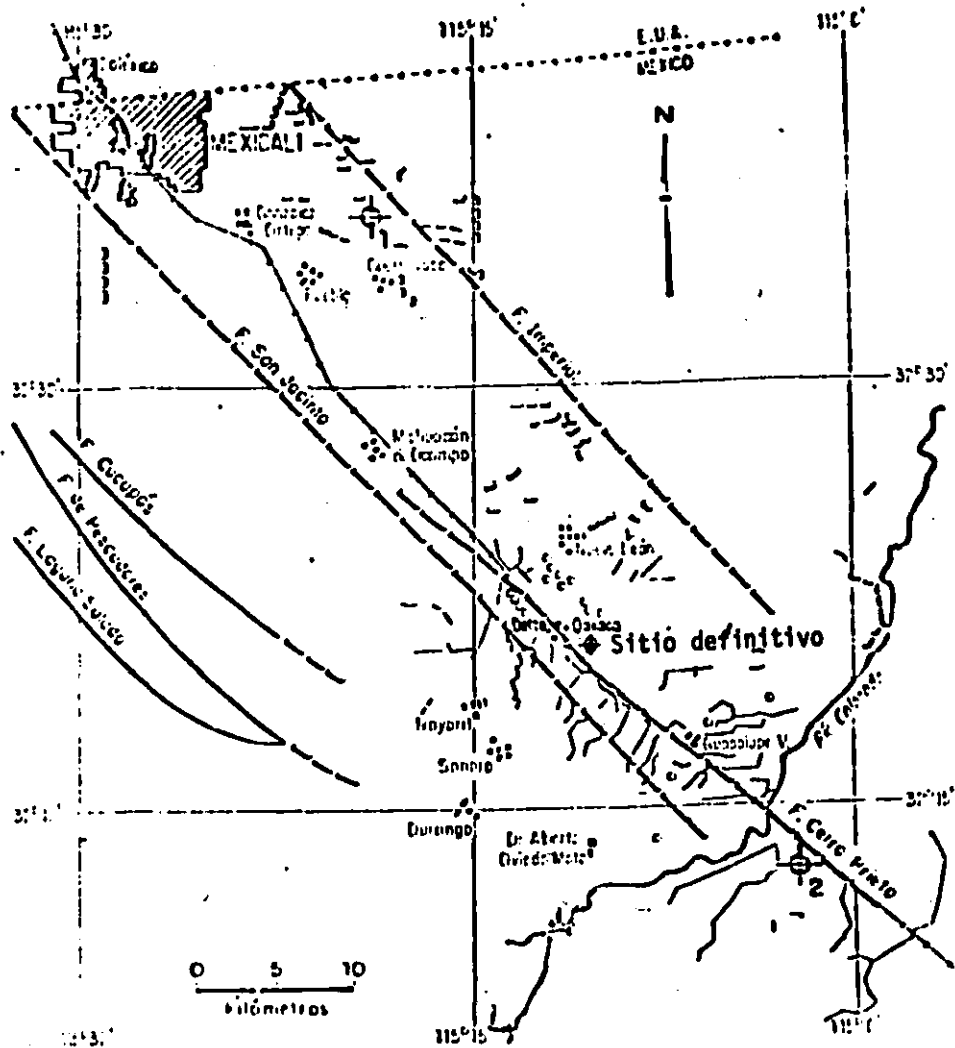


Figura 3-1: Esquema resumen del capítulo 3.



$\frac{1}{4} \blacksquare$ Epicentro, sismo de 15 de octubre de 1979

$\frac{1}{4} \circ$ Epicentro, sismo de 8 de junio de 1980

--- Trazo aproximado de falla inferida

— Trazo de falla confirmada

~ Zona afectada por el sismo de 1980

Figura 3-4: Epicentros y áreas de influencia de los sismos de 1979 y 1980 en el Valle de Mexicali (Díaz Rodríguez, 1983).

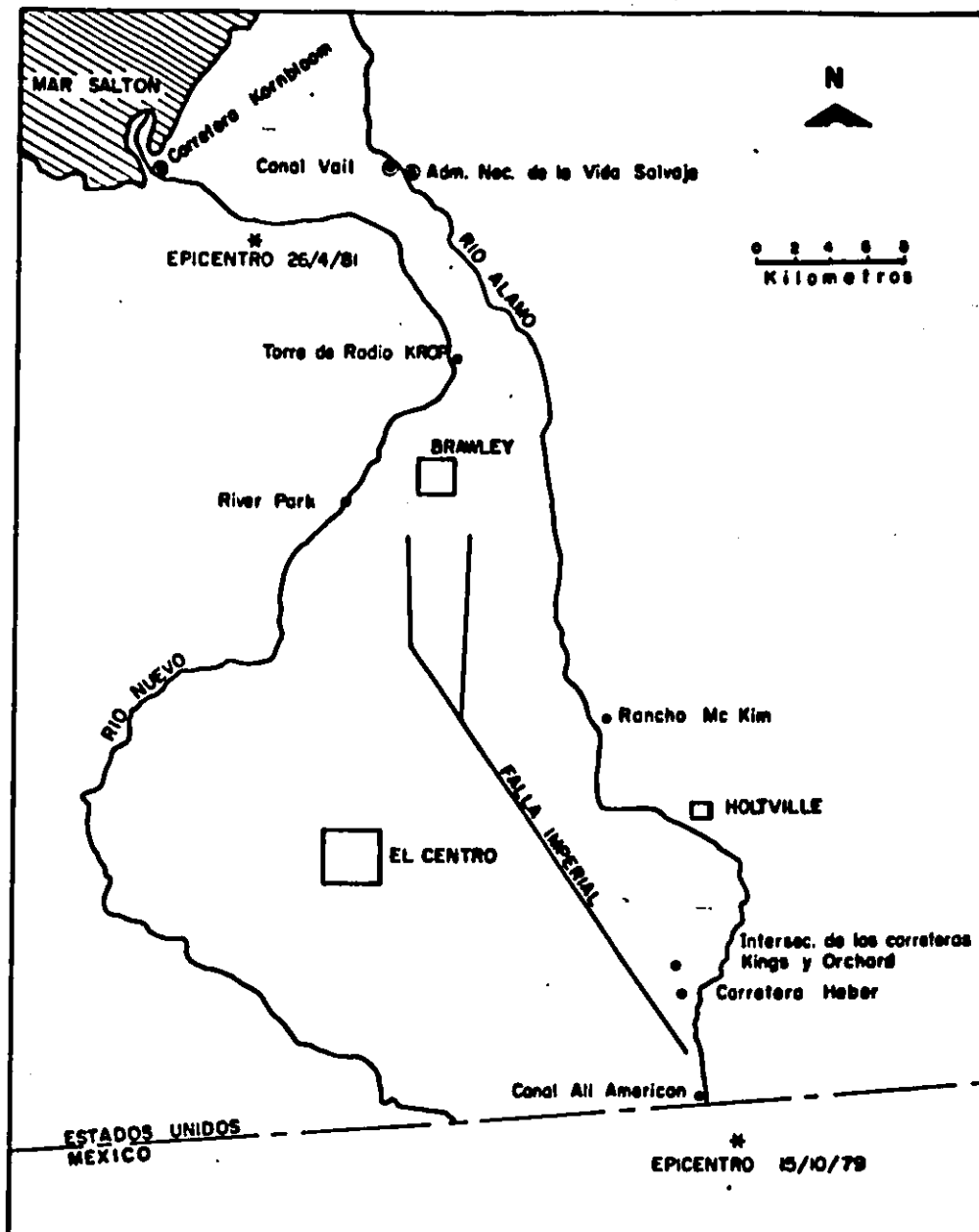


Figura 3.5 Valle Imperial con los sitios en los que los efectos de la licuación fueron más notables después de los sismos del 15/10/79 (•) y del 26/4/81 (*)

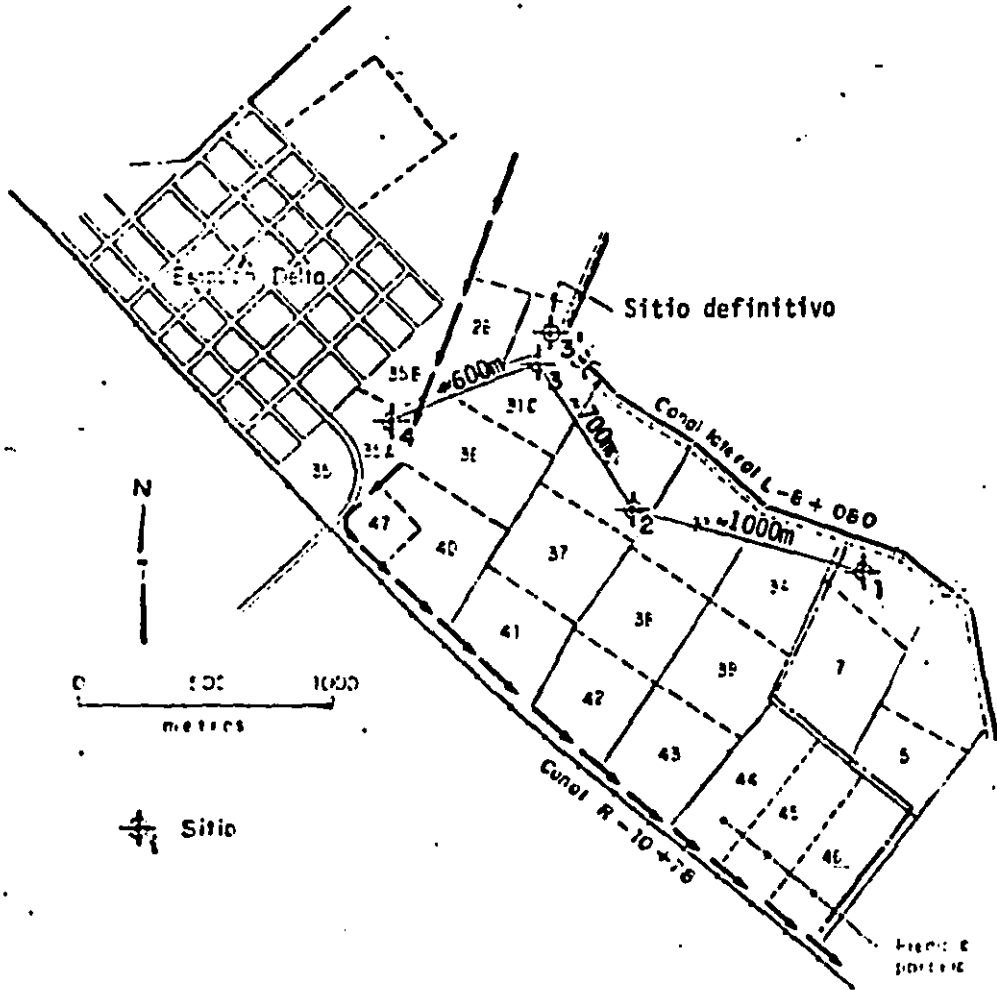
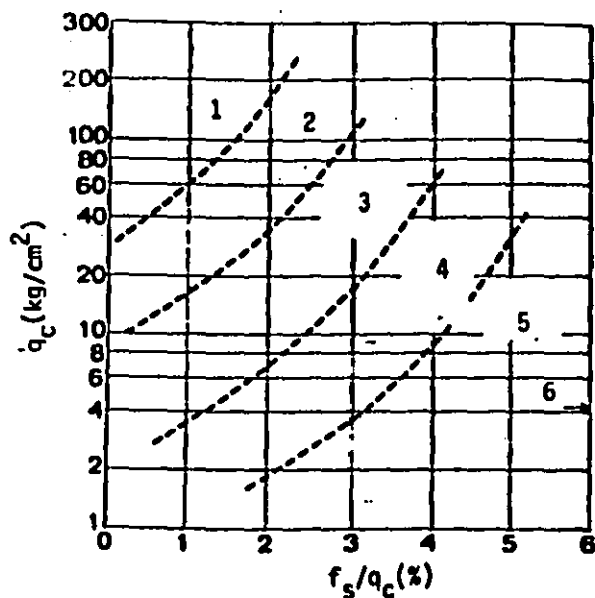


Figura 3-6: Localización de sitios para la exploración preliminar en el Valle de Mexicali (Díaz Rodríguez, 1983).



- 1- Arenas
- 2- Arenas limosas
- 3- Limos arenosos y limos
- 4- Limos arcillosos y arcillas limosas
- 5- Arcillas
- 6- Turbas

Figura 3-7: Carta de clasificación de suelos en función de datos obtenidos con cono estático eléctrico tipo Fugro estándar (Robertson y Campanella, 1983-a).

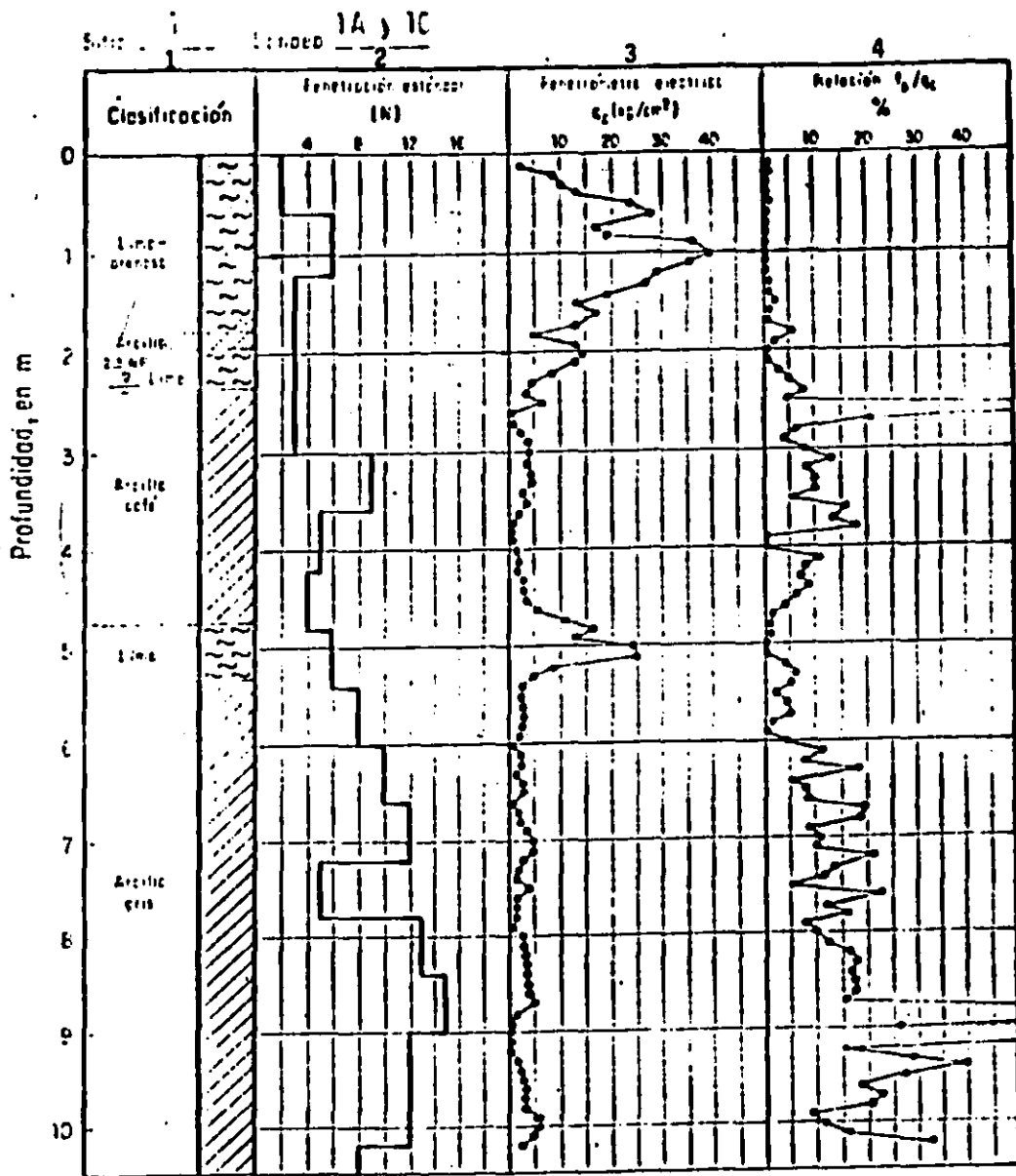


Figura 3-8: Exploración preliminar. Sitio 1 (Díaz Rodríguez, 1983).

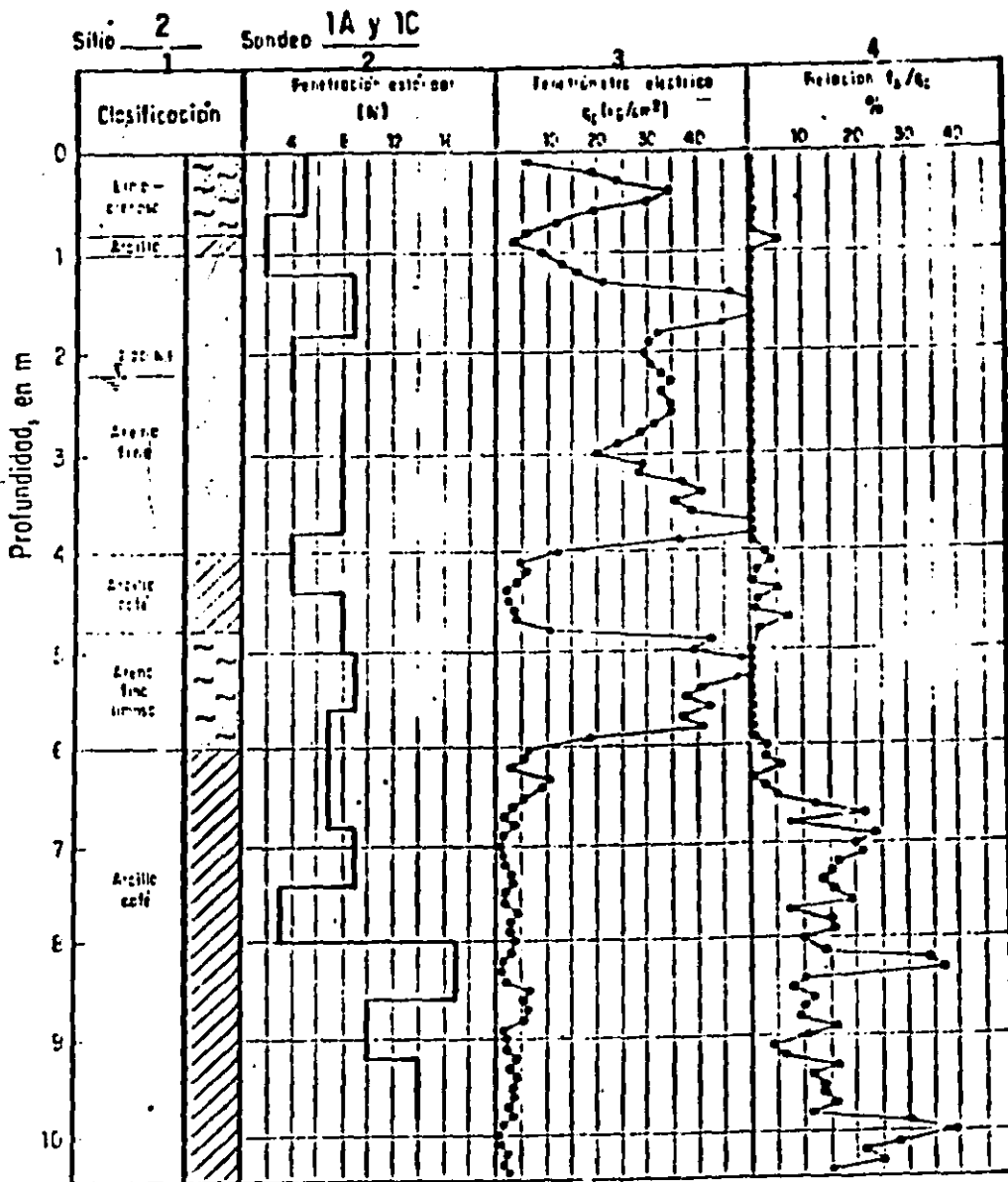


Figura 3-9: Exploración preliminar. Sitio 2 (Díaz Rodríguez, 1983).

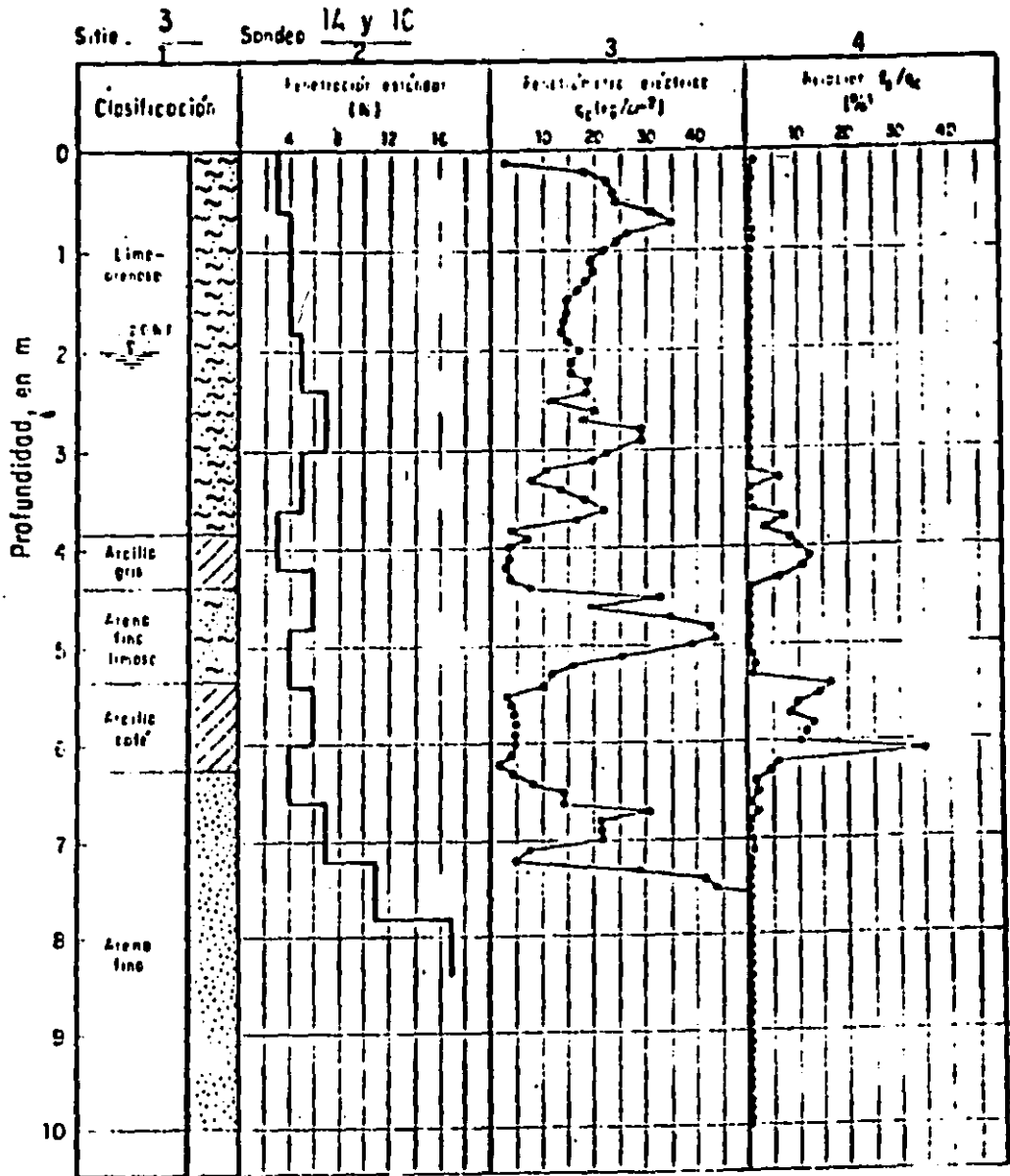


Figura 3-10: Exploración preliminar. Sitio 3 (Díaz Rodríguez, 1983).

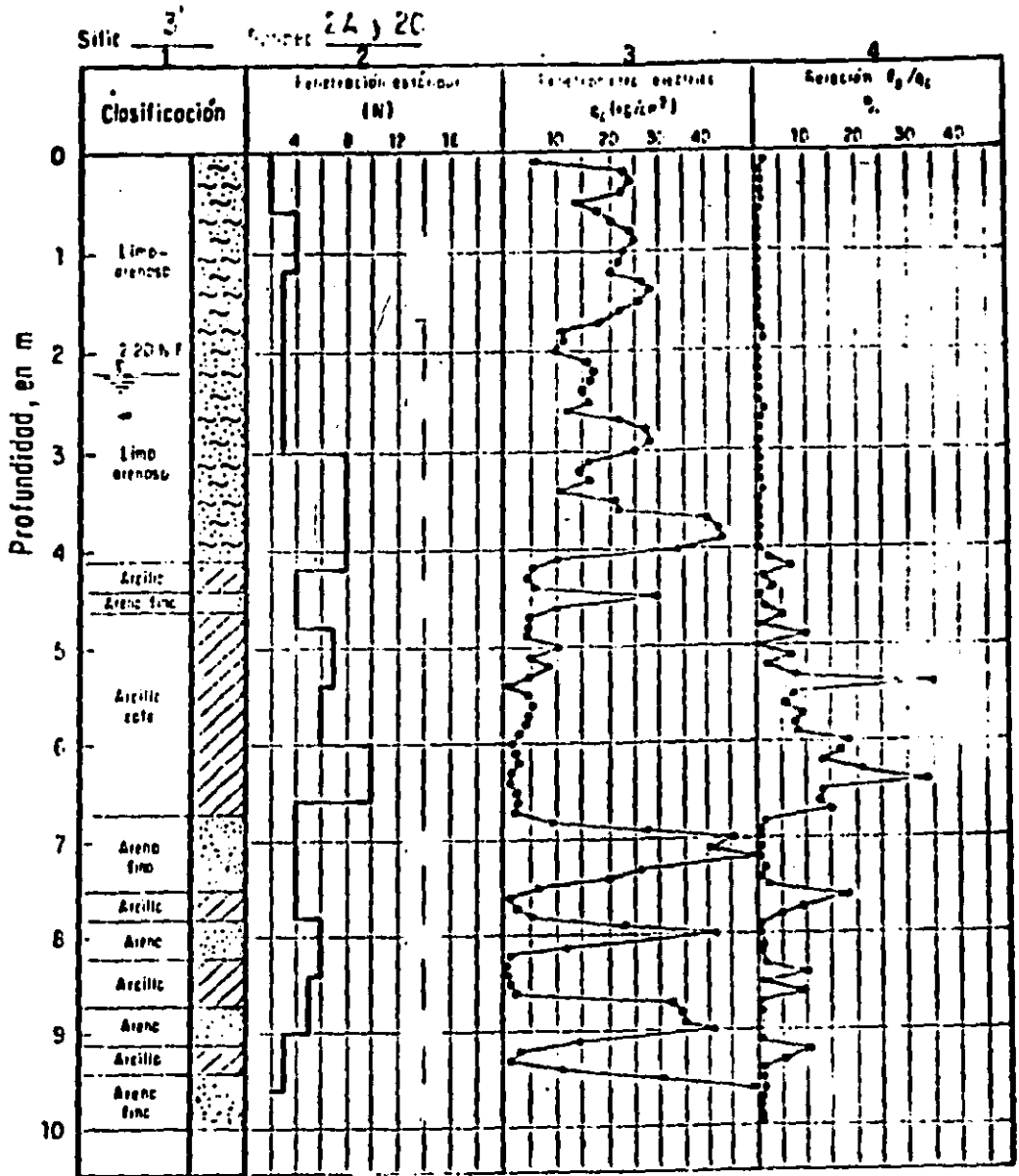


Figura 3-11: Exploración preliminar. Sitio 3' (Díaz Rodríguez, 1983).

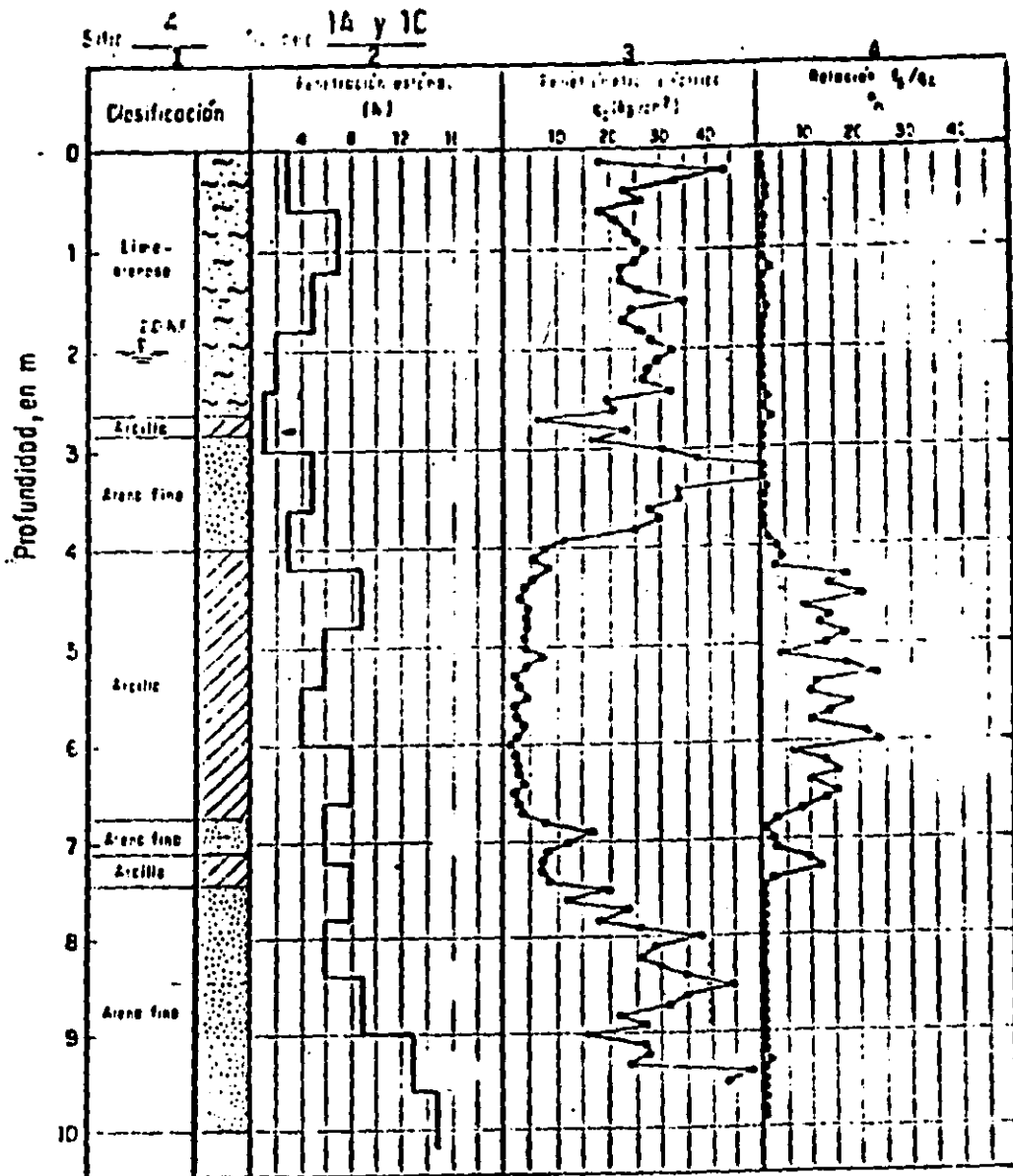


Figura 3-12: Exploración preliminar. Sitio 4 (Díaz Rodríguez, 1983).

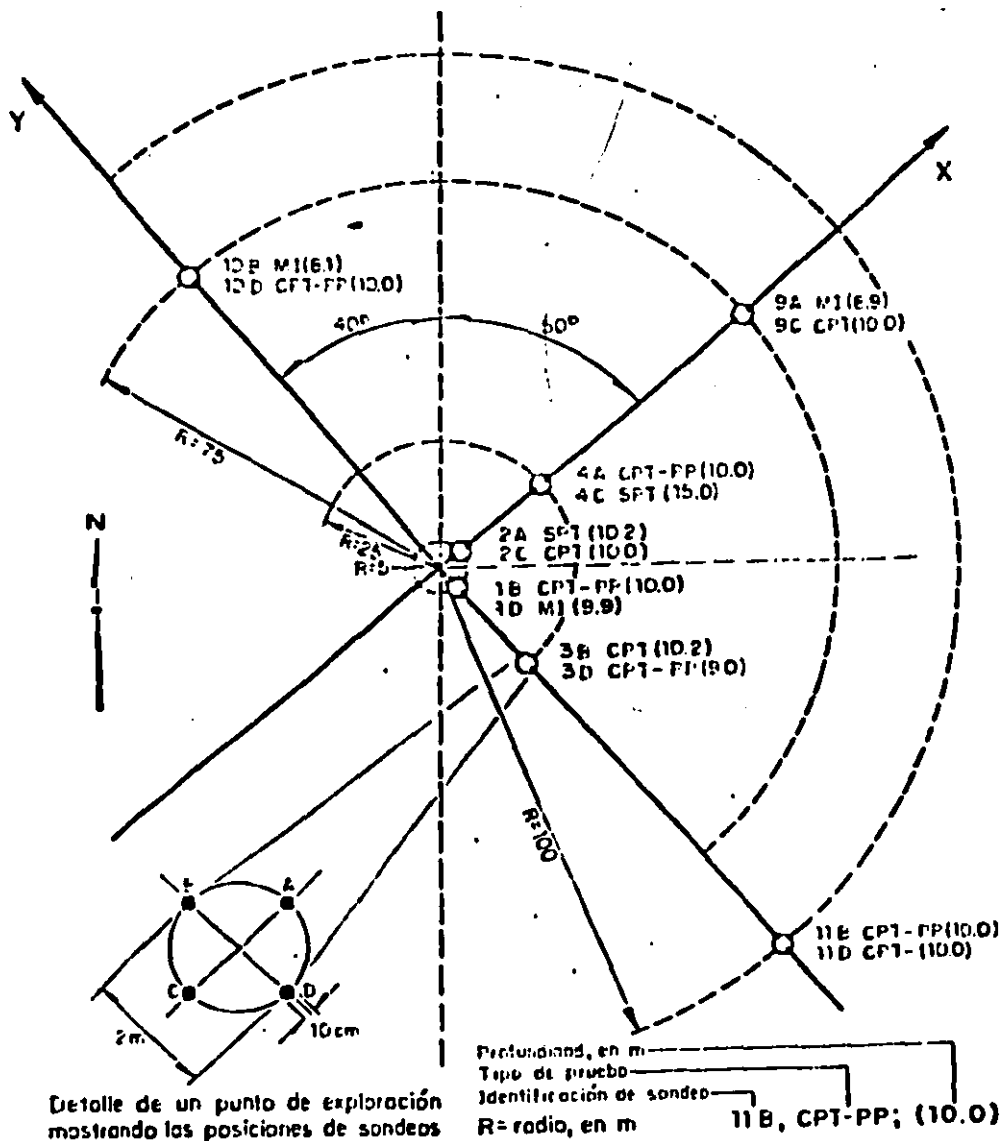


Figura 3-13: Localización de sondeos para el sitio definitivo en el Valle de Mexicali (Díaz Rodríguez, 1983).

Sitio: 3'

Sondeo: 2C

Sondeo: 2A

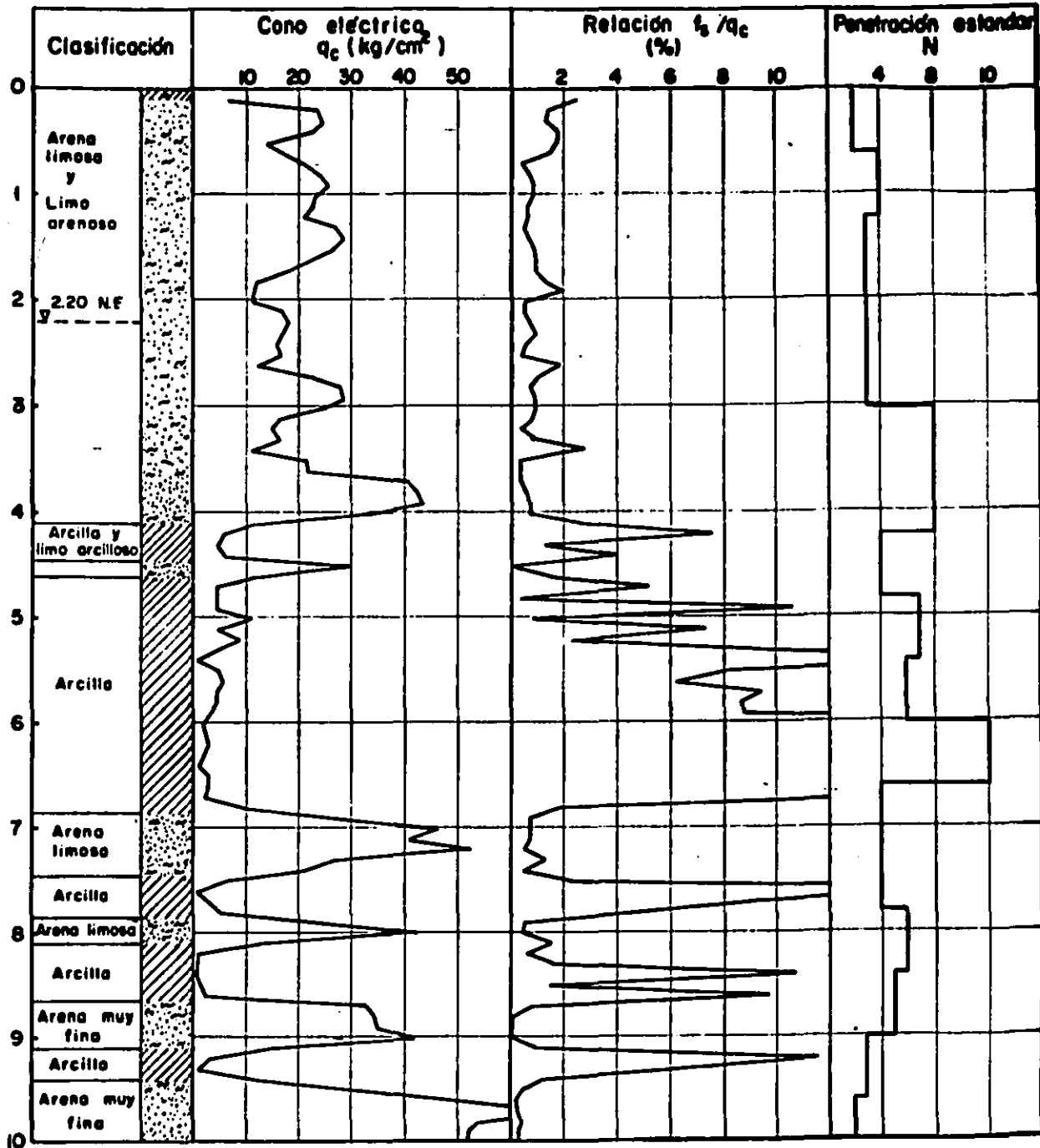


Figura 314 Exploración del sitio definitivo. Sondeos 2A(SPT) y 2C(CPT)

Sitio: 3'

Sondeo: 3B

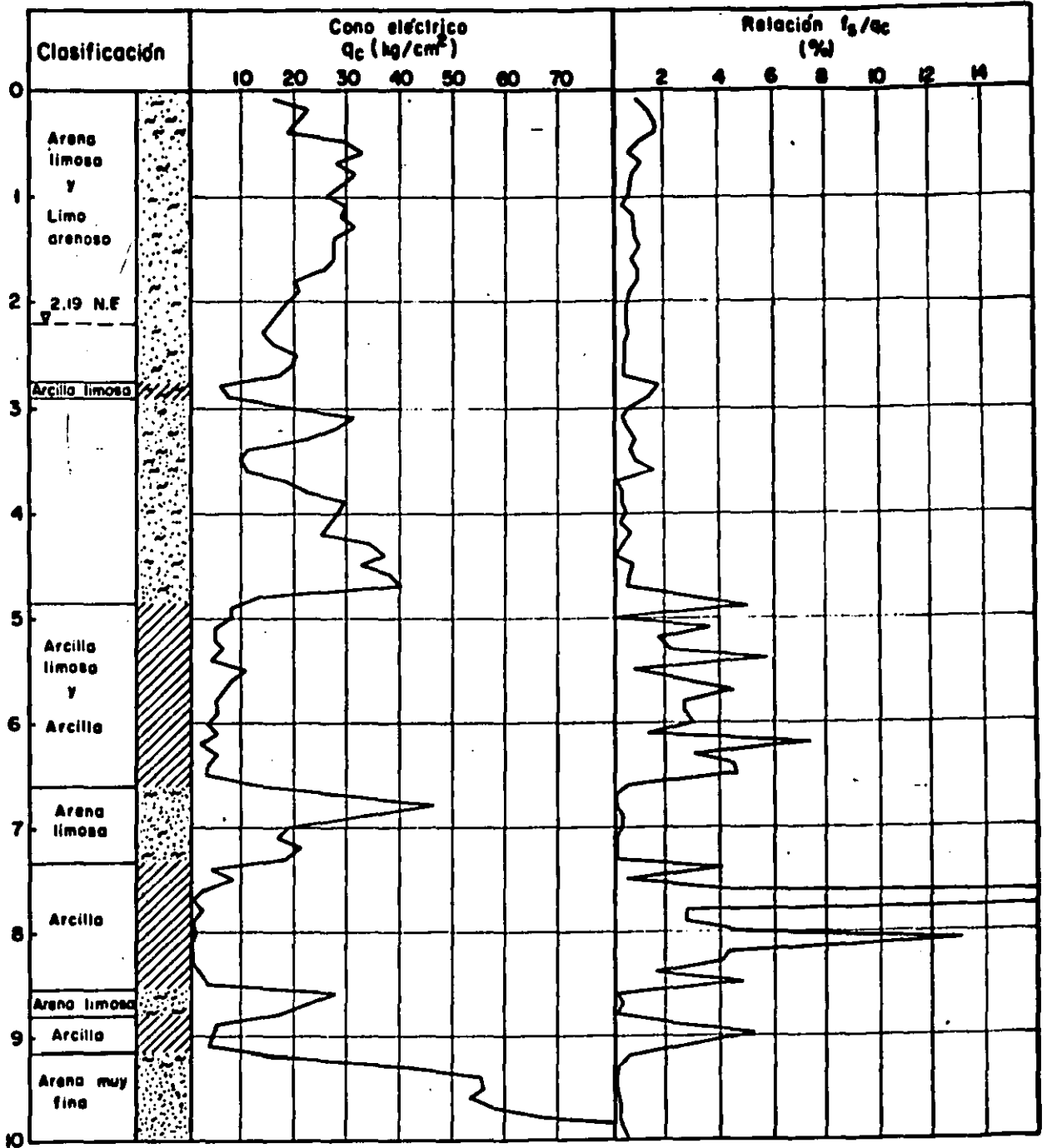


Figura 3.15 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 3B (CPT)

Sitio: 3'

Sondeo: 9C

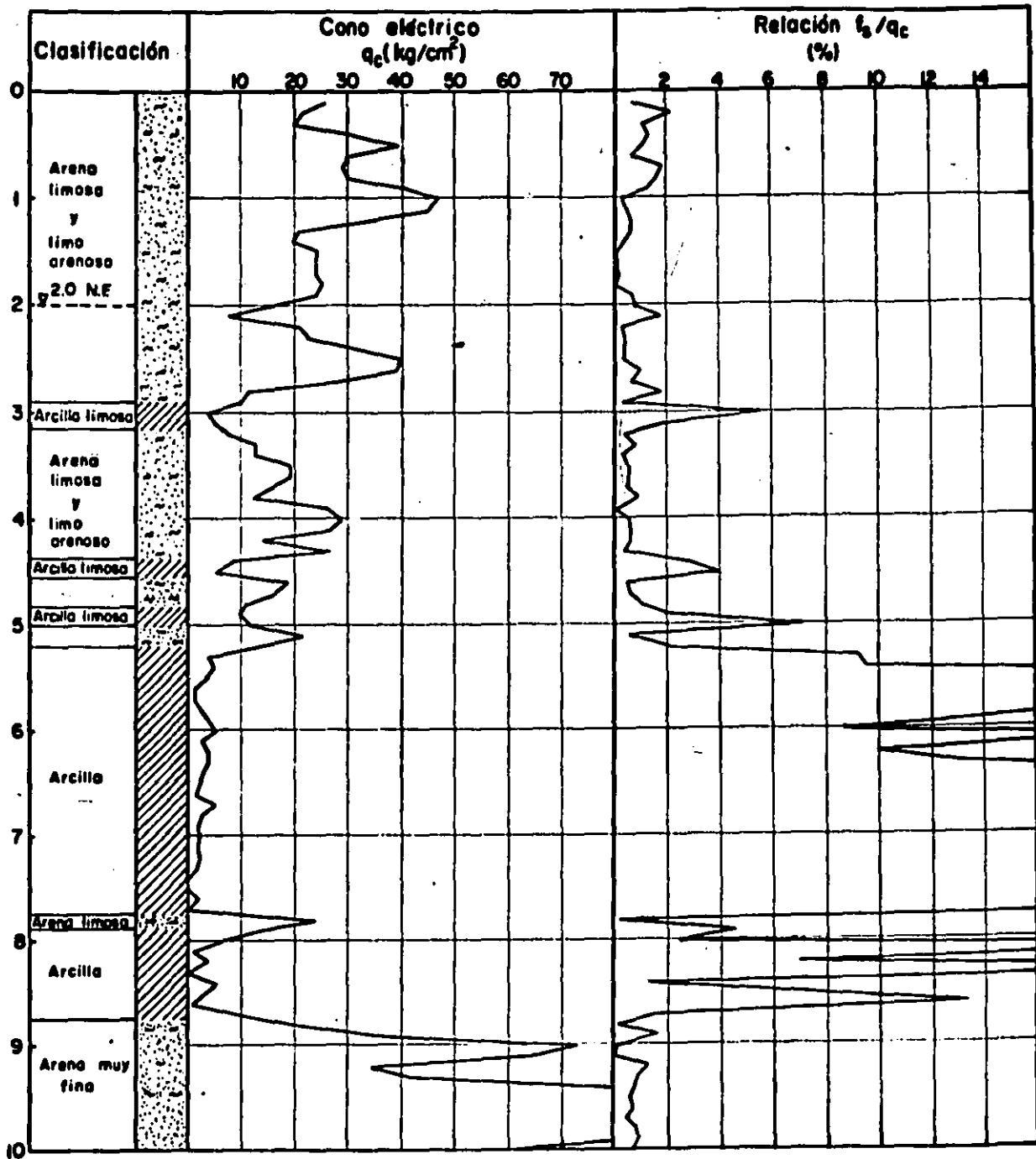


Figura 3.16 Exploración del sitio definitivo. Sondaje 9C (CPT)

Sitio: 3'

Sondeo: IID

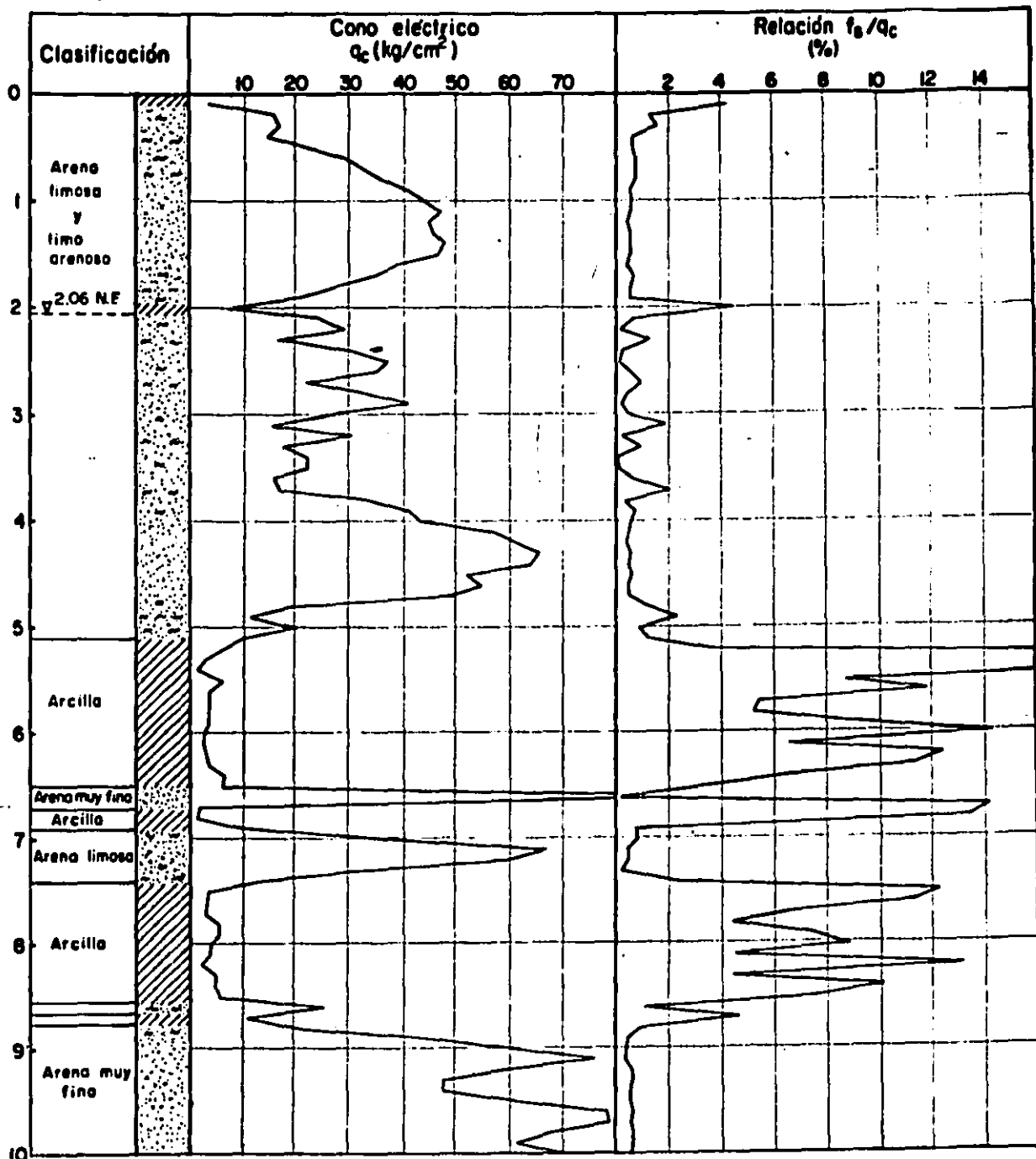


Figura 3.17 Exploración del sitio definitivo. Sondeo IID (CPT)

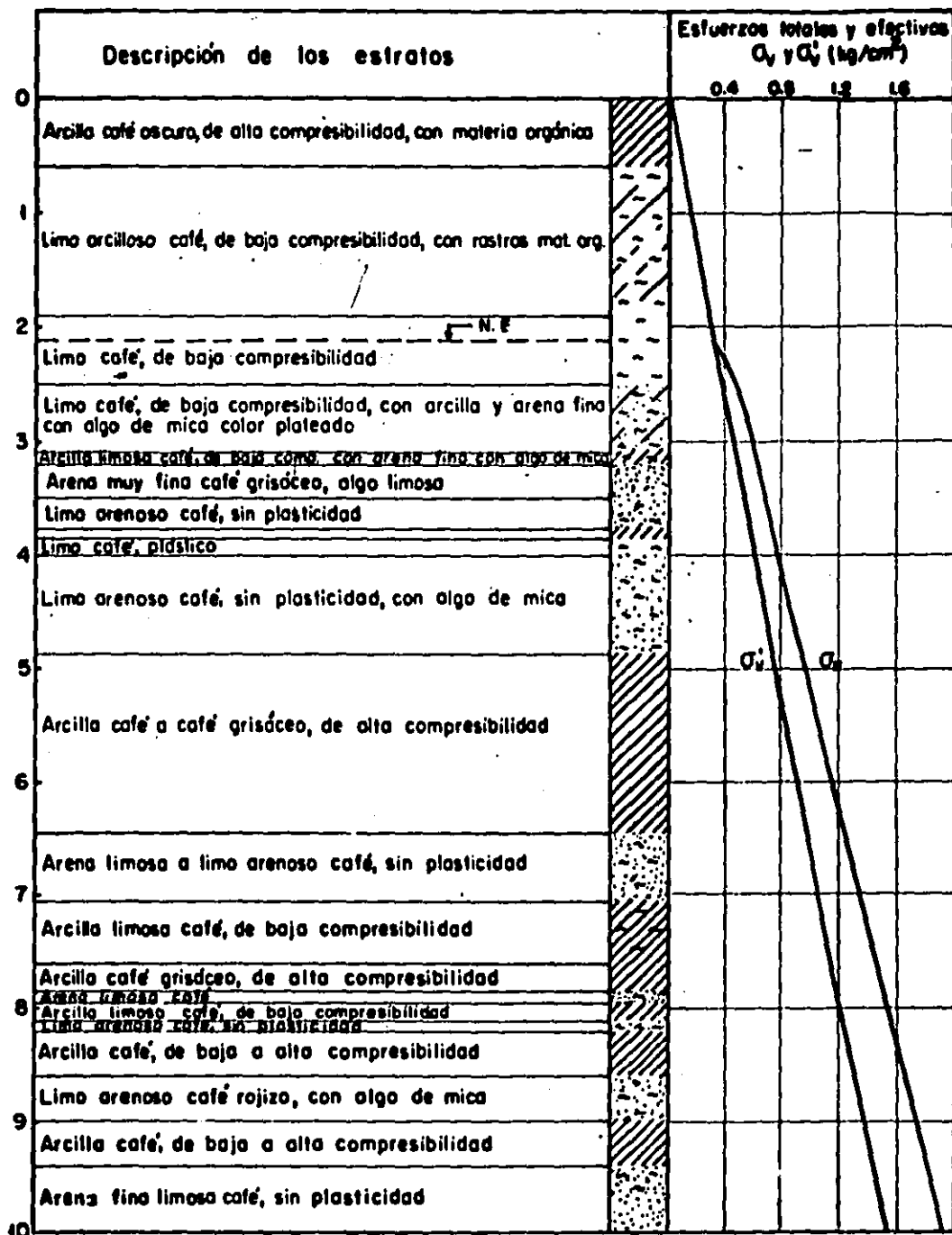


Figura 3.18 Definición y descripción de la estratigrafía y diagramas de esfuerzos verticales, a partir de pruebas de laboratorio (Jiménez, 1986) y de campo (Díaz-Rodríguez, 1982 y 1983)

Sitio 3' Sondeo 1B Elevación 12.71 m

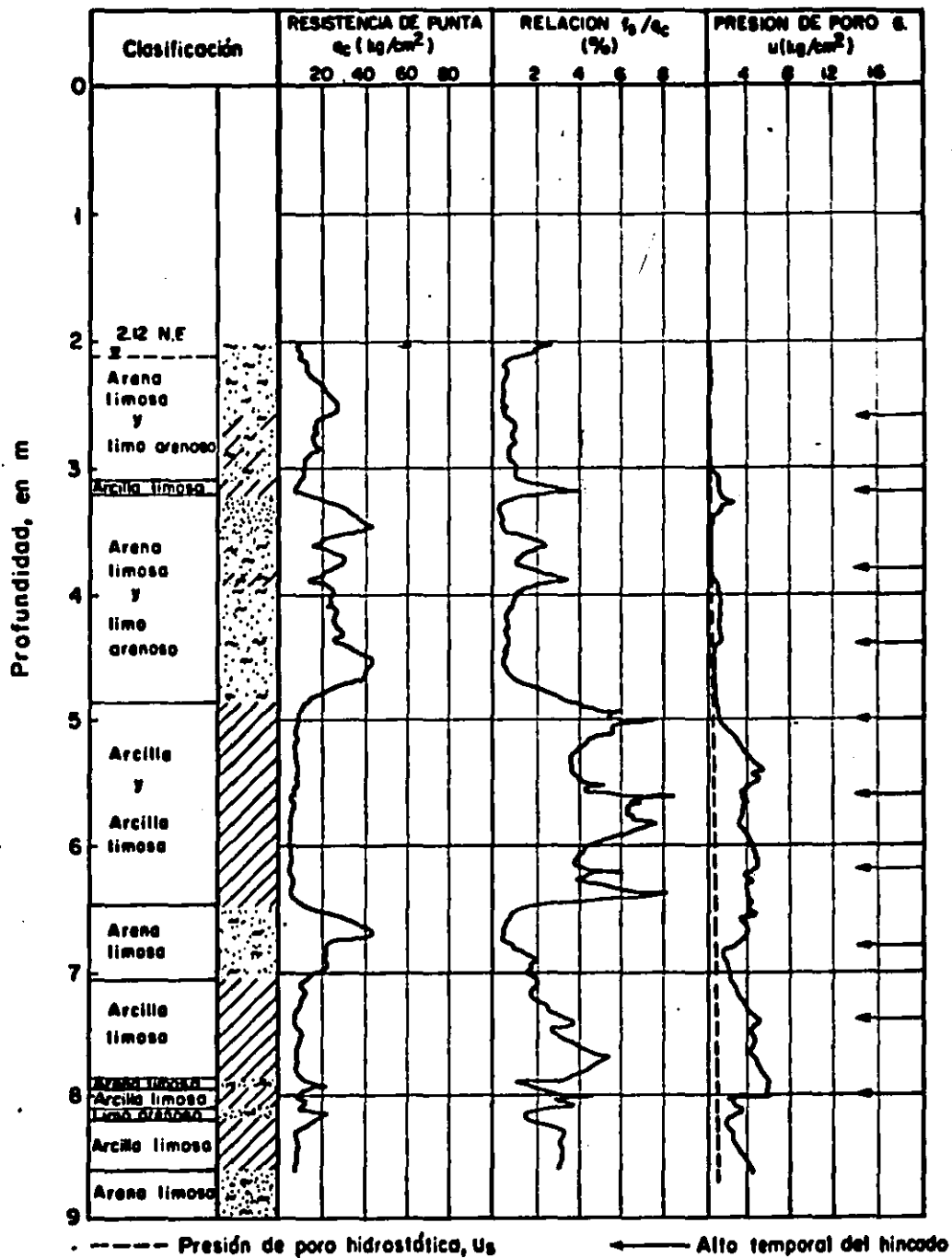


Figura 3.19 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 1B (Díaz-Rodríguez, 1983)

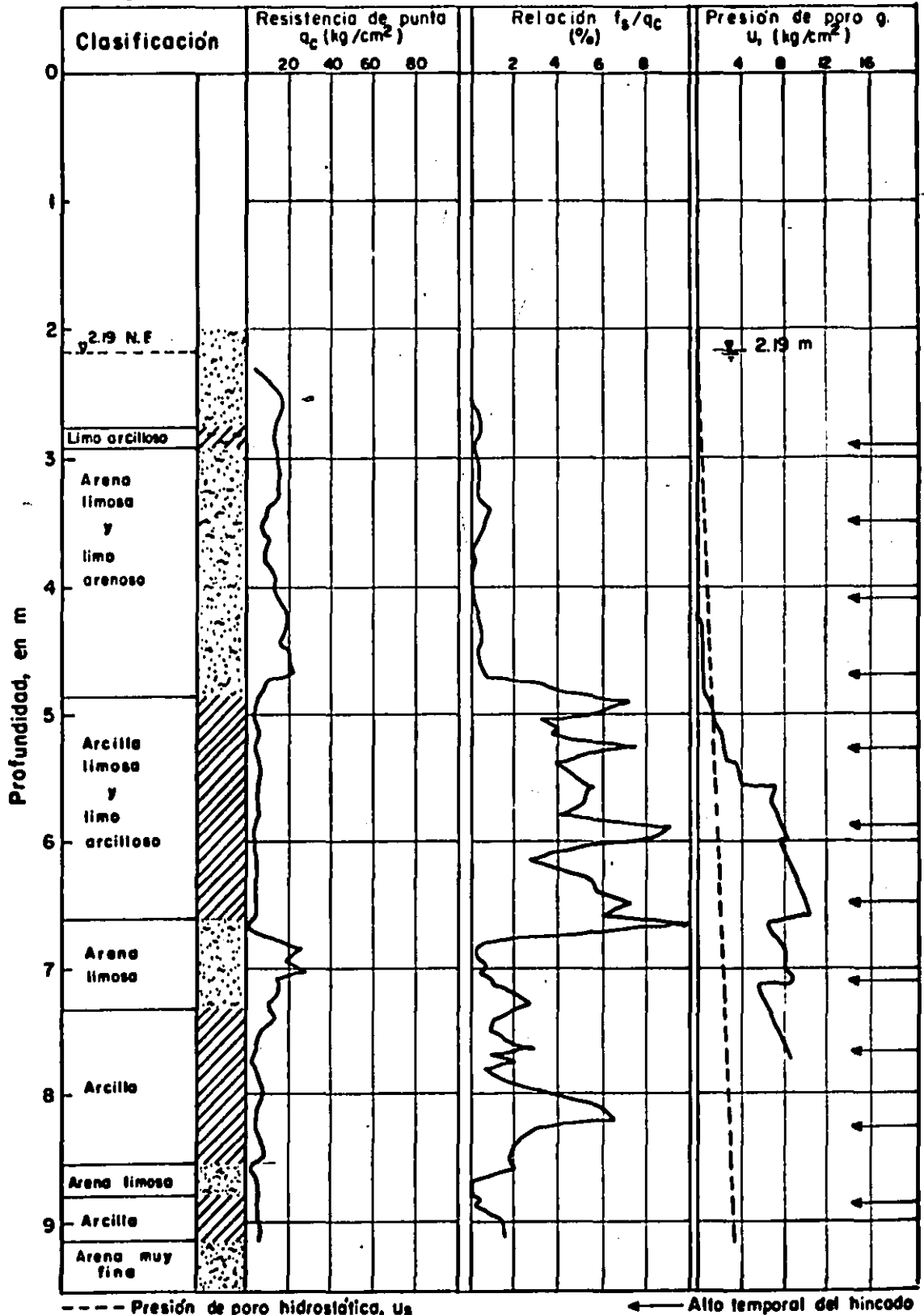


Figura 3.20 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 3D (Díaz-Rodríguez, 1982)

Sitio: 3'

Sondeo: 4A

Elevación: 12.73 m-124-

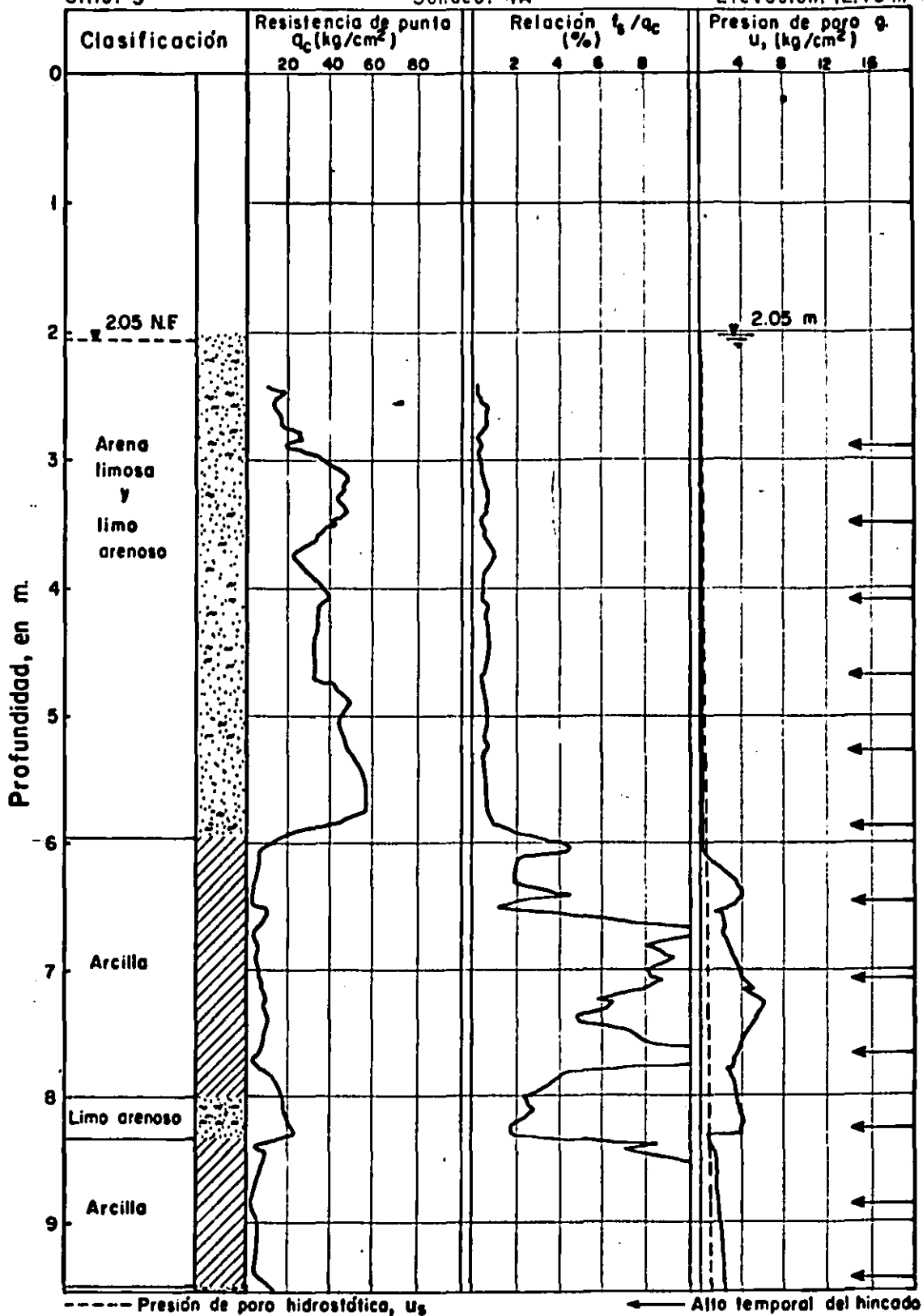


Figura 3.21 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 4A (Díaz - Rodríguez, 1982)

Sitio: 3'

Sondeo: 10 D

Elevación: 12.72 m

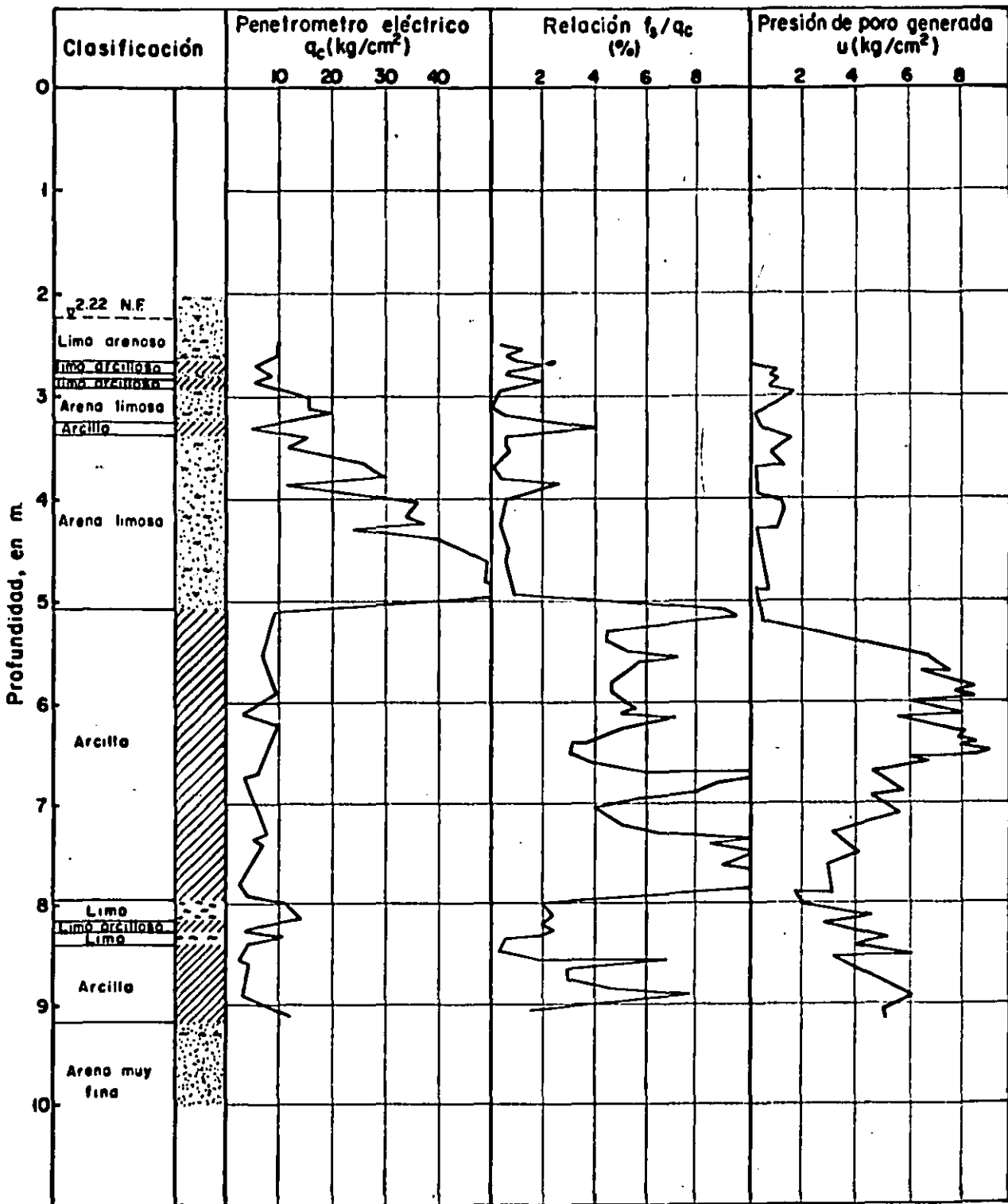


Figura 3.22 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 10 D (Díaz - Rodríguez, 1982)

Sitio: 3^a Sondeo 11B Elevación _____

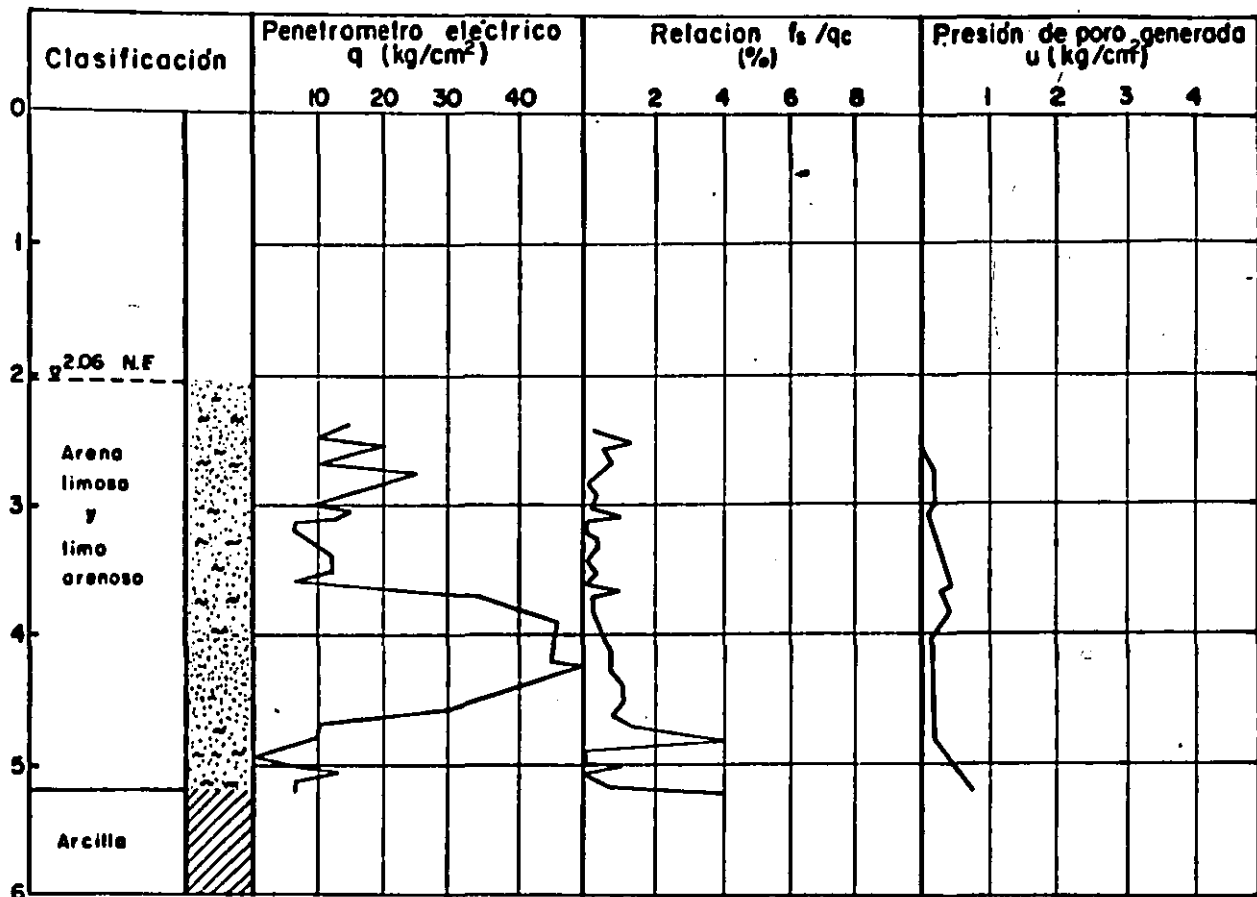


Figura 3.23 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 11 B (Díaz-Rodríguez, 1982)

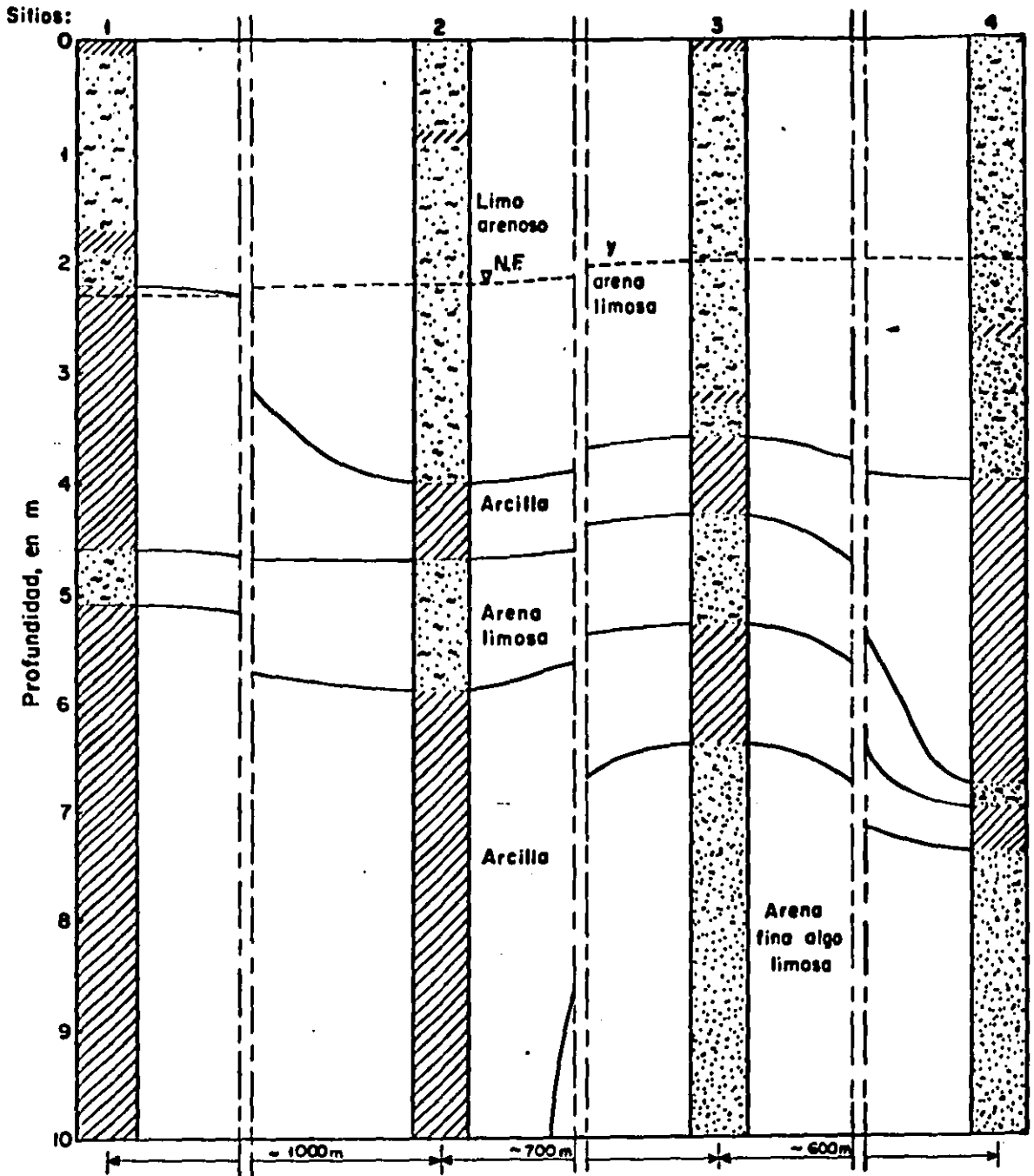


Figura 3.24 Exploración preliminar. Corte estratigráfico de acuerdo con la fig. 3.6

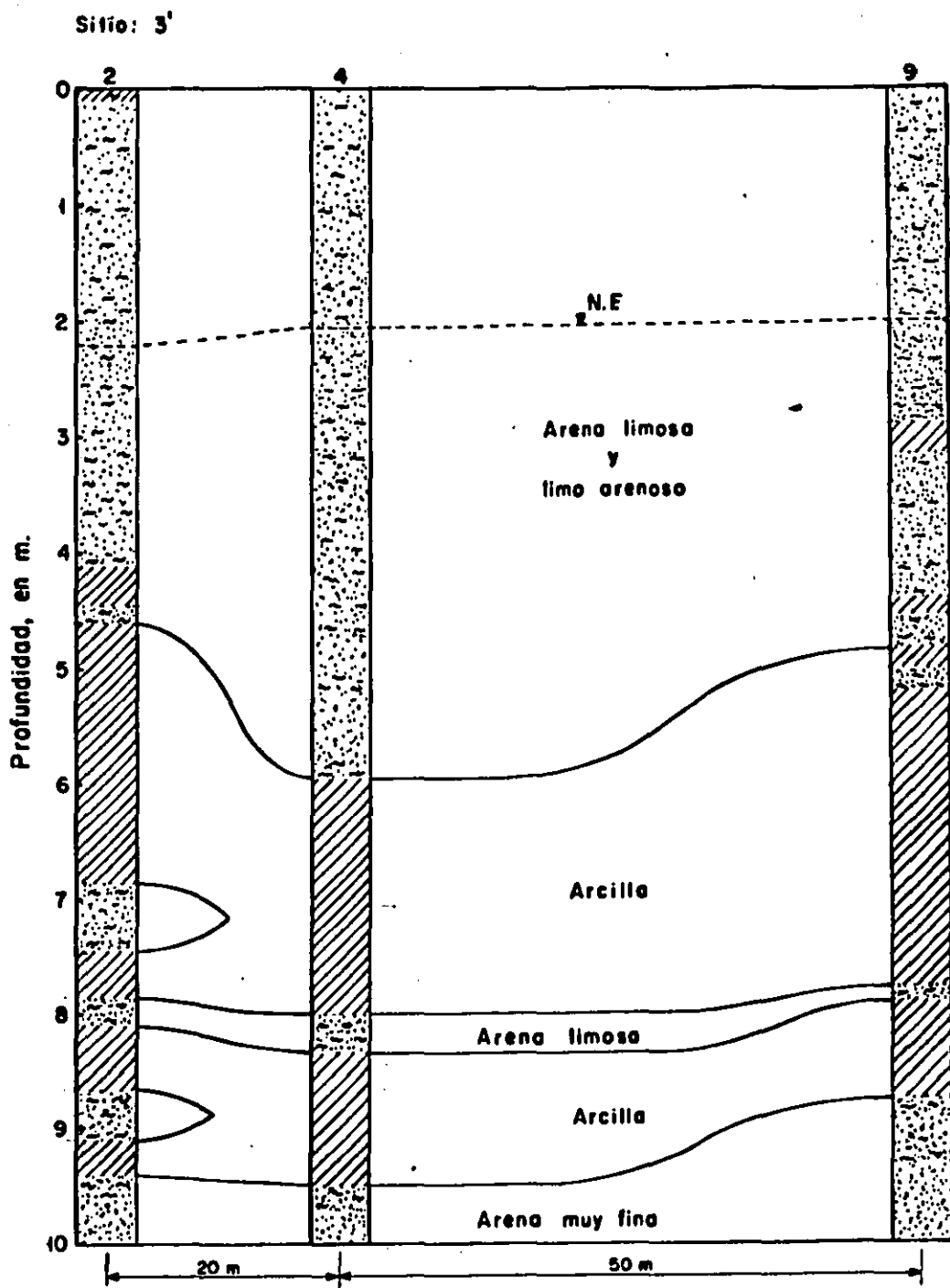


Figura 3.25 Exploración del sitio definitivo. Corte estratigrafico según el eje X-X

Sitio: 3'

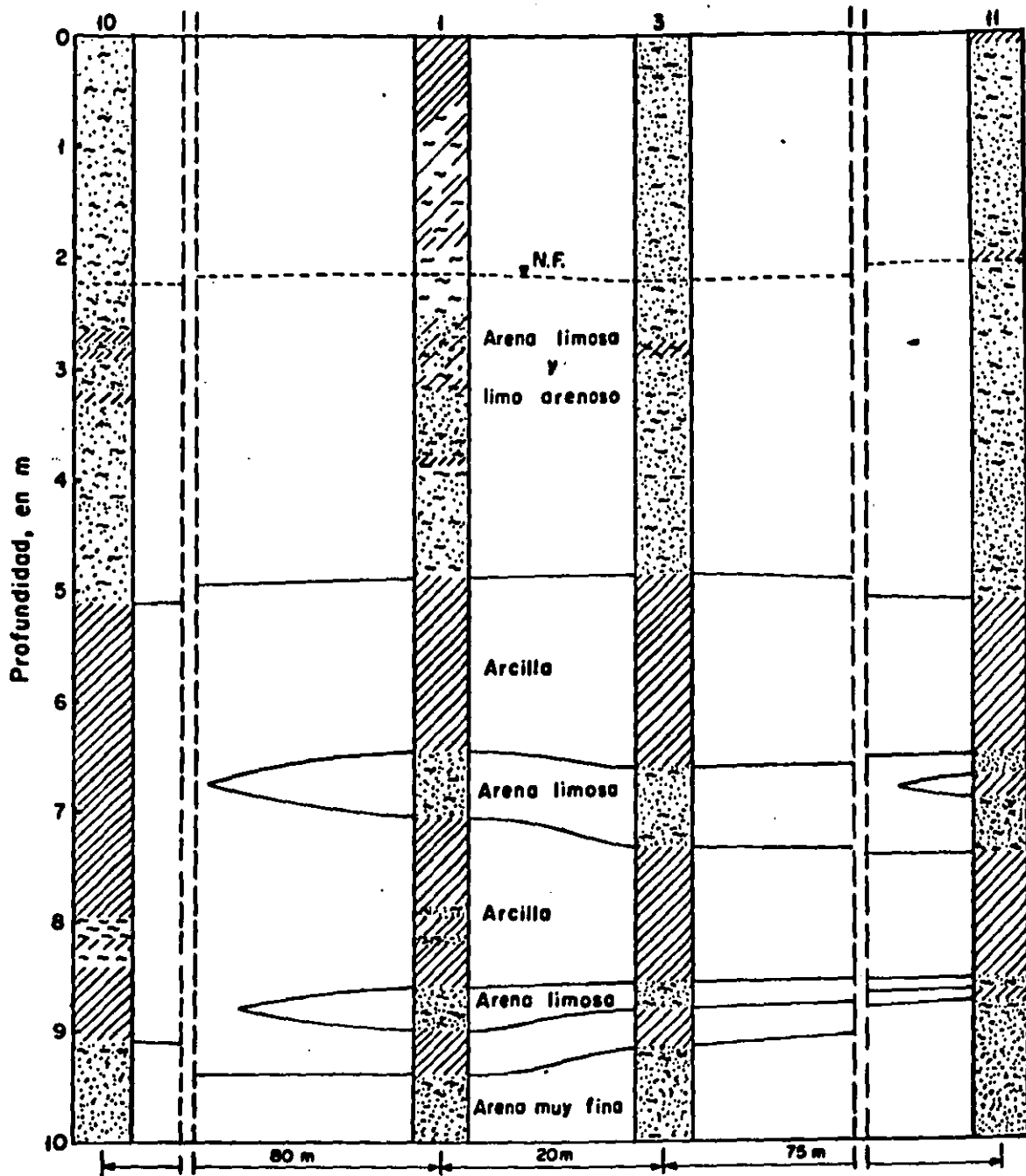


Figura 3.26 Exploración del sitio definitivo. Corte estratigráfico según el eje Y-Y

Explicación de las figuras 3-27 a 3-37:

Figuras 3-27 a 3-30: diagramas q_c/σ'_v en función de $Z(m)$ para los sondeos realizados durante la investigación preliminar (Valle de Mexicali).

Figuras 3-31 a 3-37: diagramas q_c/σ'_v en función de $Z(m)$ para los sondeos realizados durante la investigación definitiva (Valle de Mexicali)

Las líneas horizontales en trazo - - - - - indican las fronteras, en promedio, para los estratos de suelo fino considerados no susceptibles de licuarse, de acuerdo con las evidencias de campo con que se cuenta (3-3-1-2, a).

Las líneas horizontales en trazo - - - - - indican la posición del nivel freático, aproximadamente.

Sitio : I Sonde I

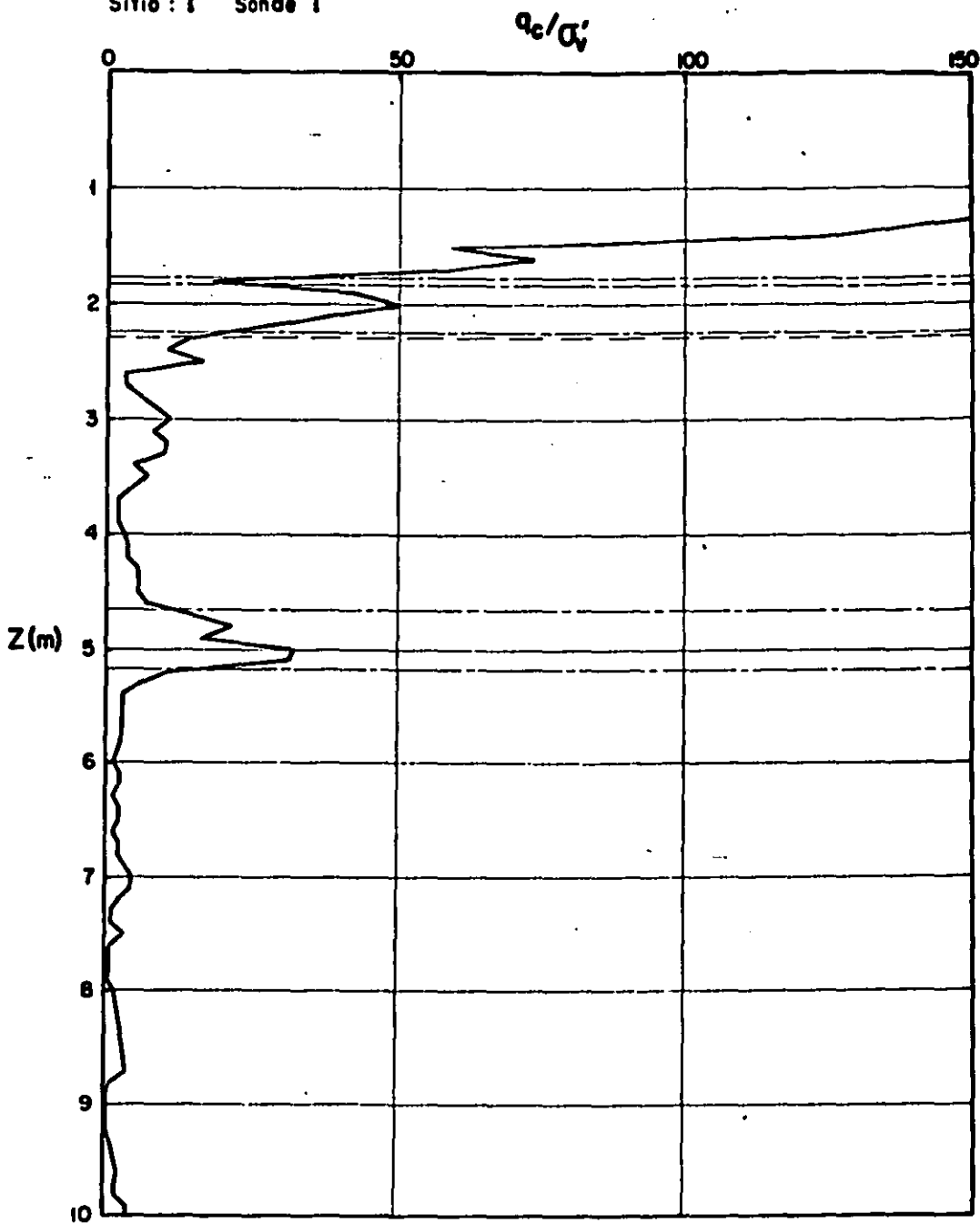


Figura 3.27 Exploración preliminar

Sítio: 2 Sondeo: 1

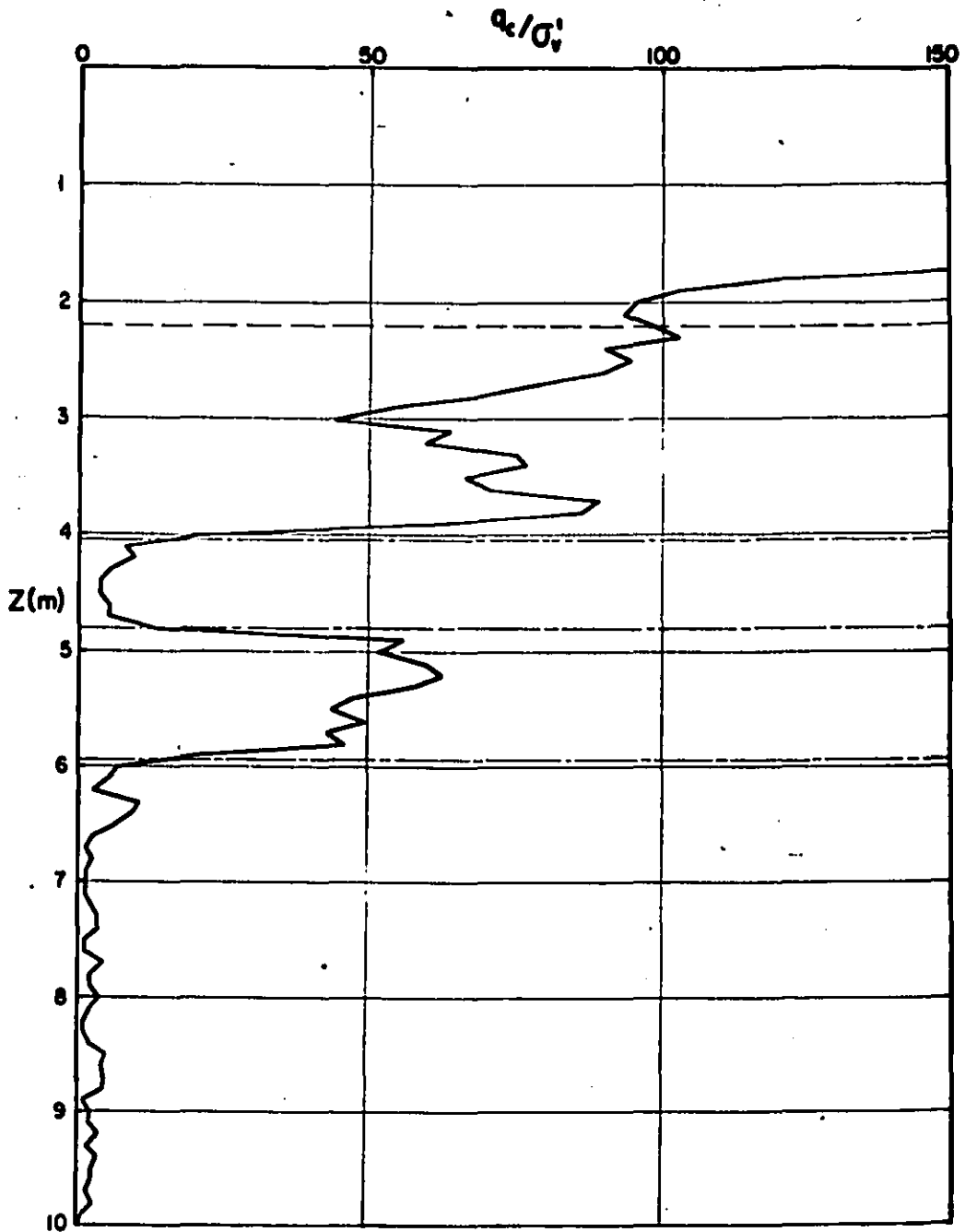


Figura 3.28 Exploración preliminar

Sitio: 3 Sondeo: 1

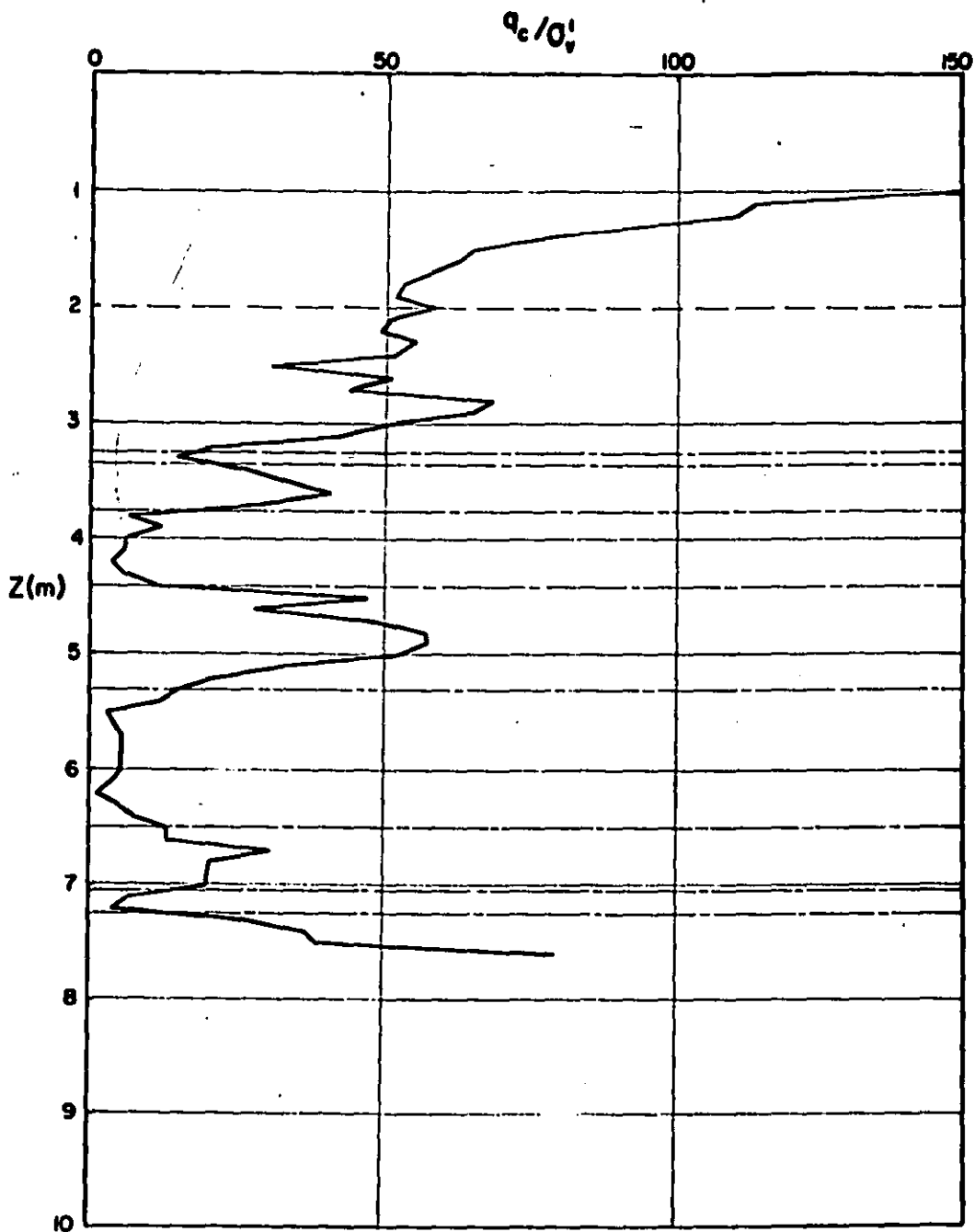


Figura 3.29 Exploración preliminar

Sitio: 4 Sondeo: 1

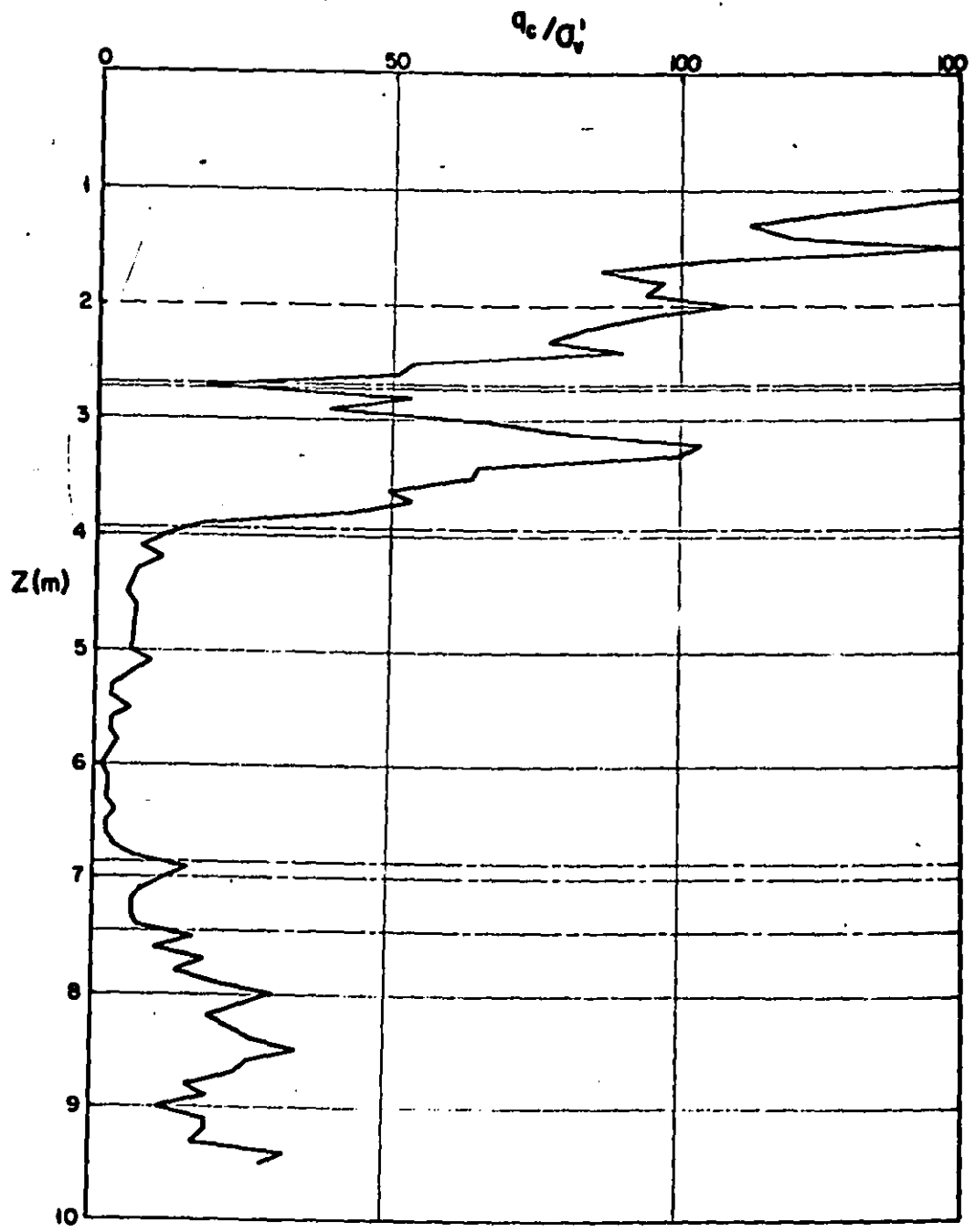


Figura 3.30 Exploración preliminar

Sitio: 3' Sondeo: 1B

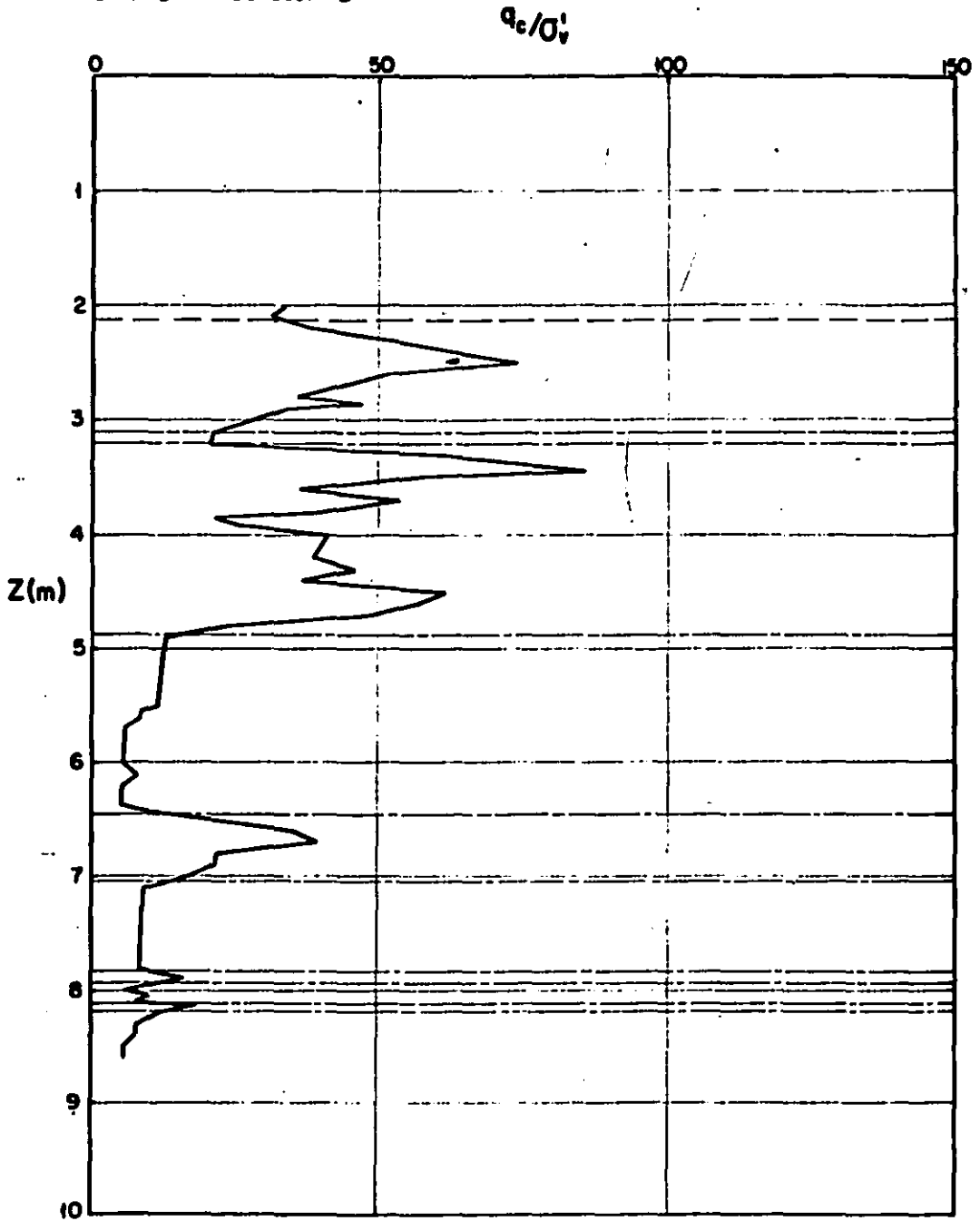


Figura 3.31 Exploración definitiva

Sitio: 3' Sonda: 2C

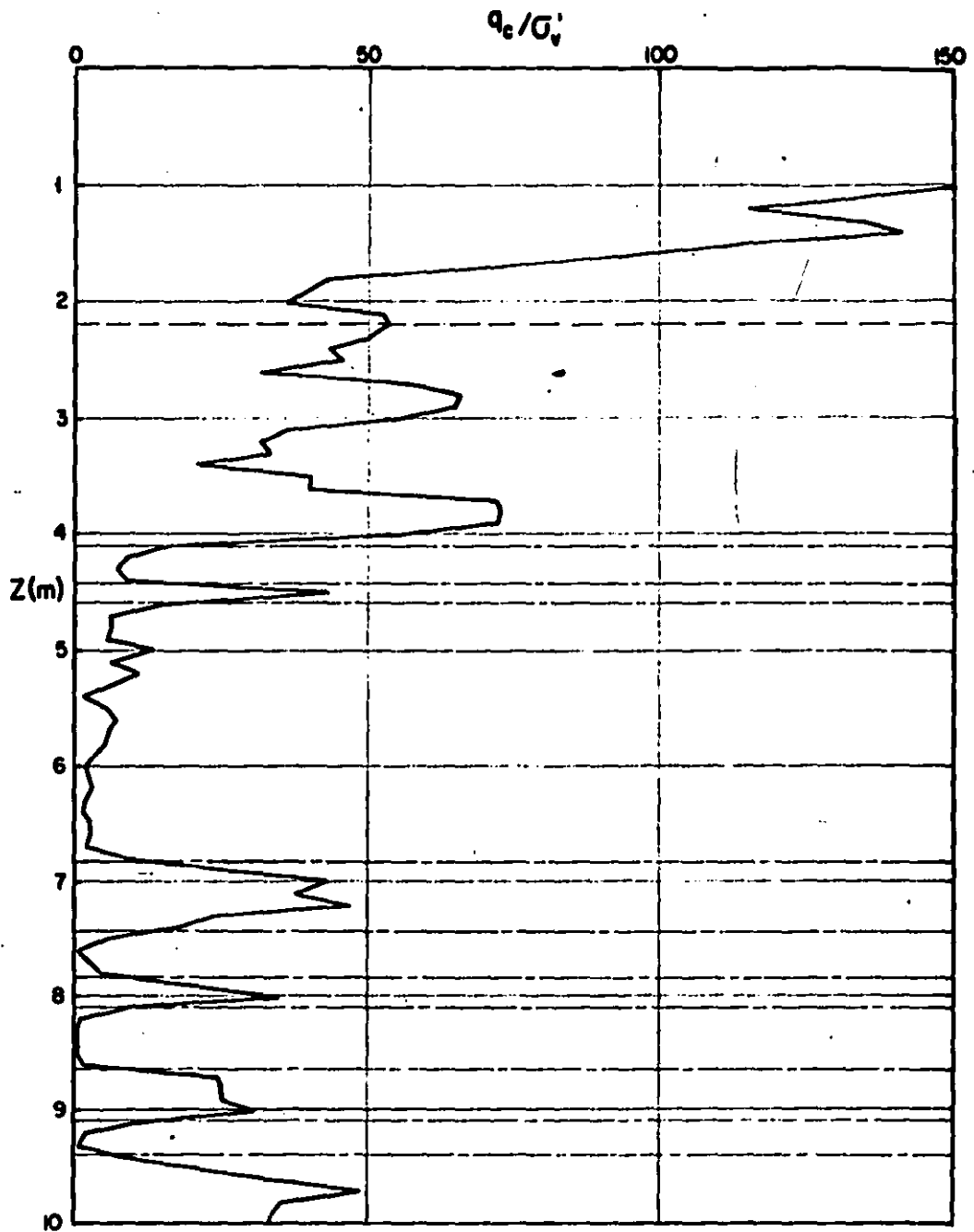


Figura 3.32 Exploración definitiva

Sitio: 3' Sondeo: 3B

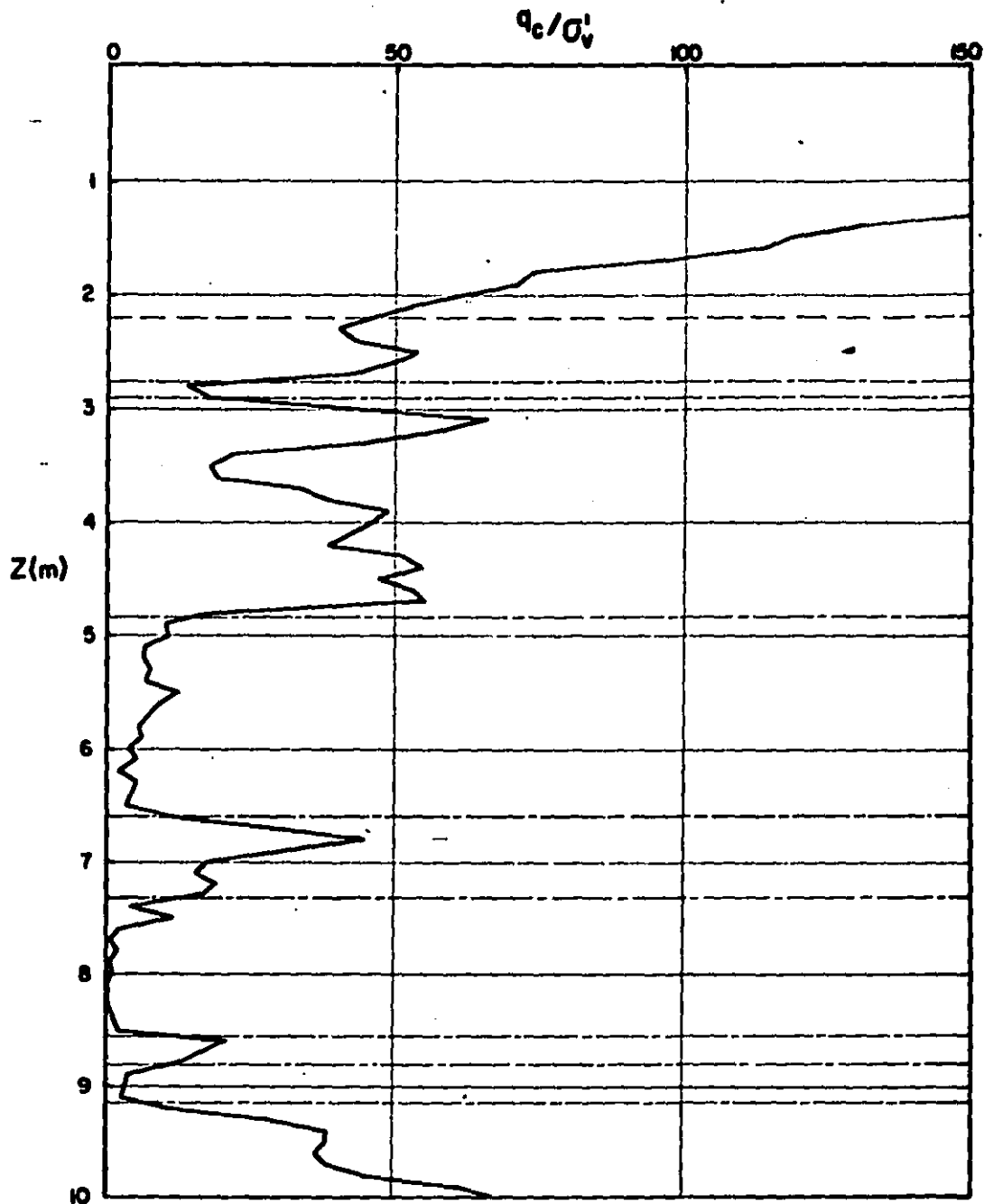


Figura 3.33 Exploración definitiva

Sitio: 3' Sonda: 4A

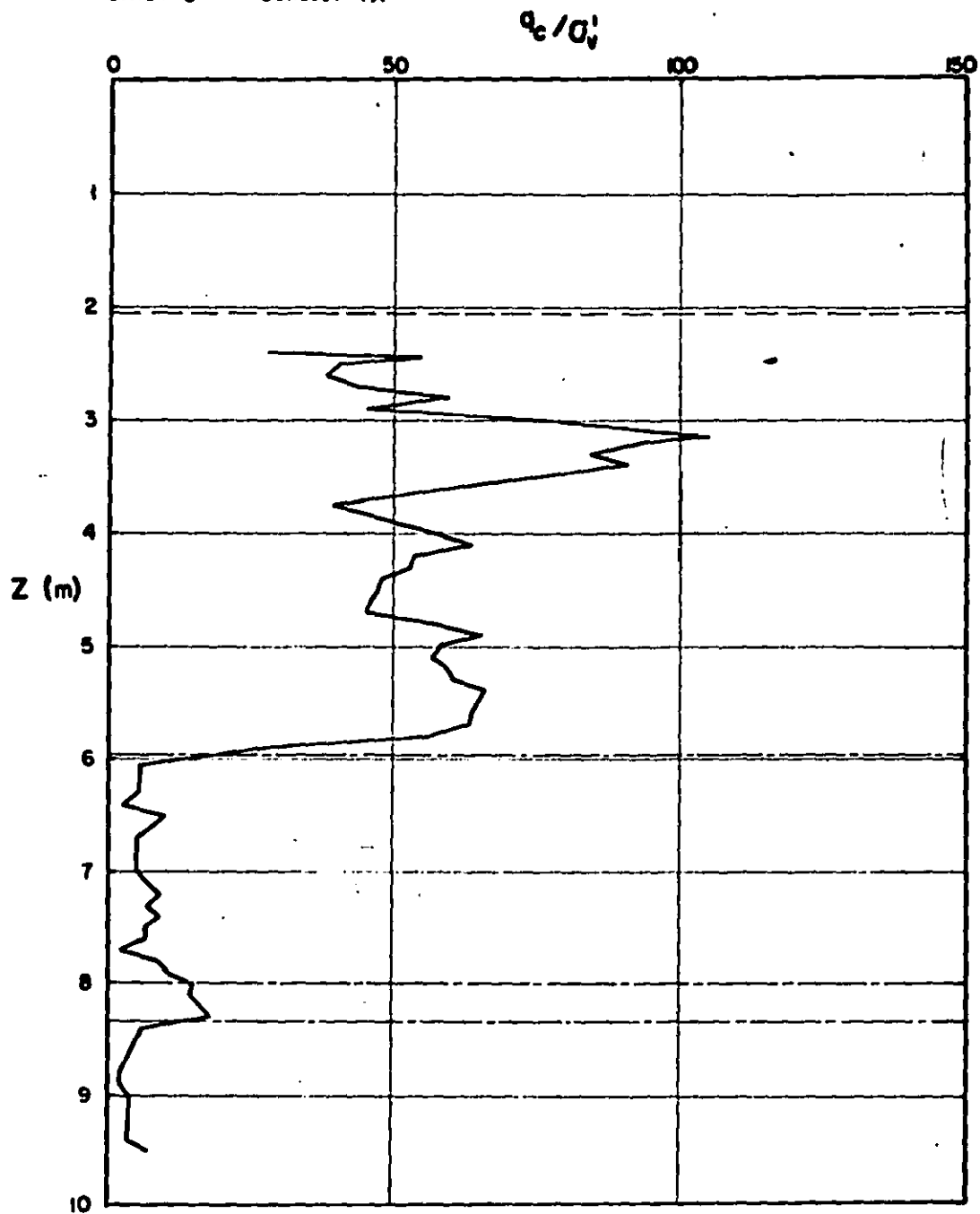


Figura 3.34 Exploración definitiva

Sitio: 3' Sondeo: 9C

q_c / σ_v'

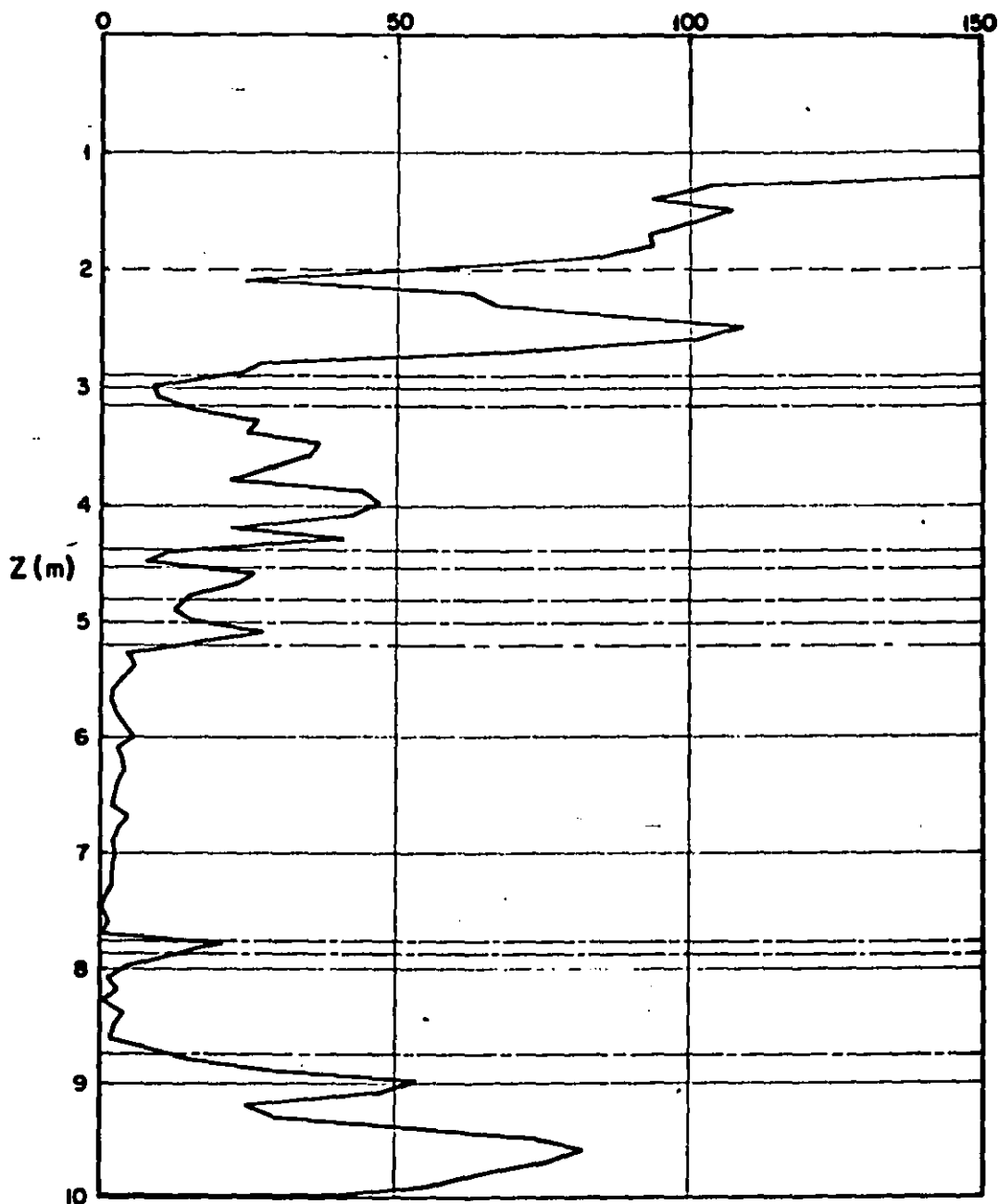


Figura 3.35 Exploración definitiva

Sitio: 3' Sondeo: 10 D

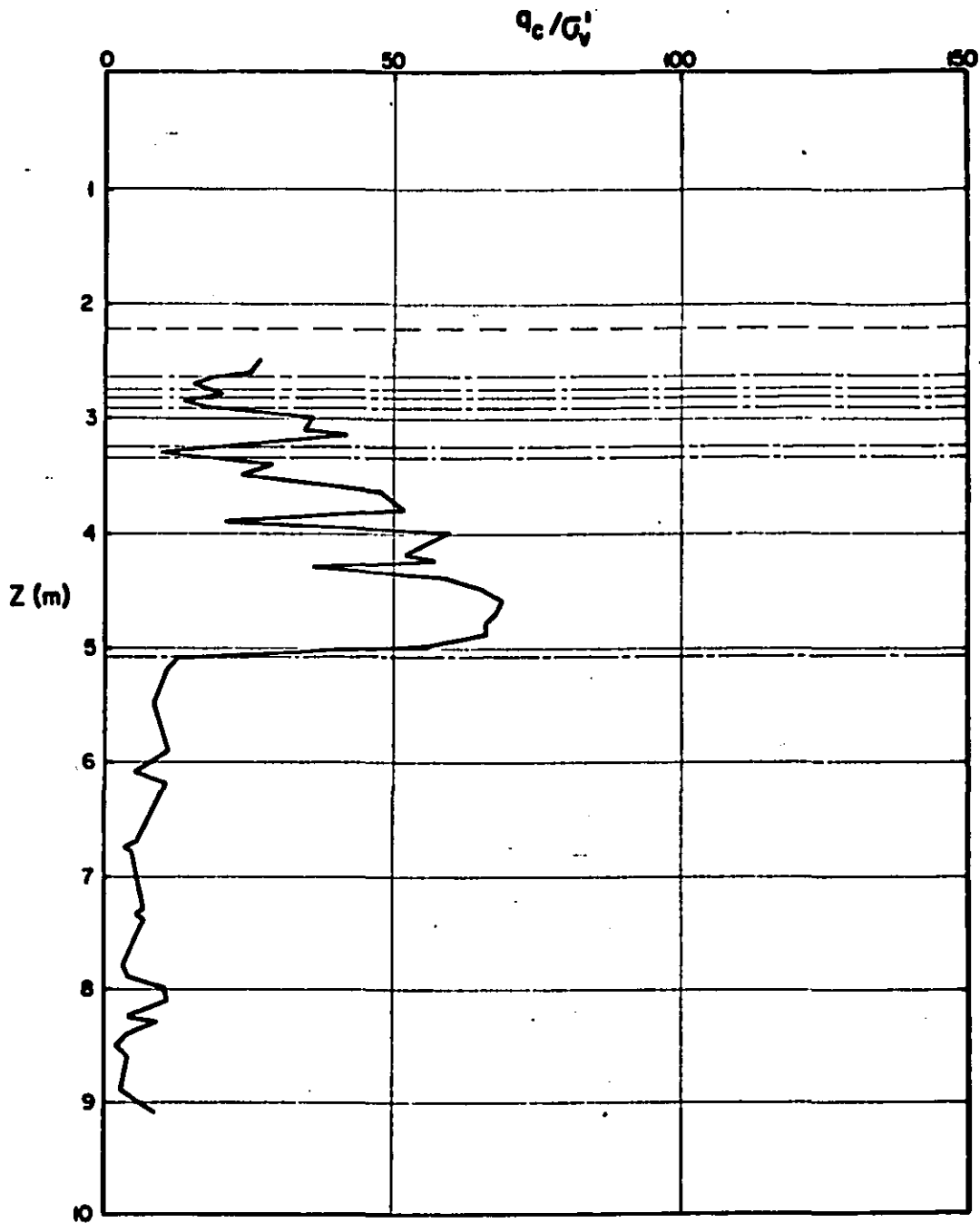


Figura 3.36 Exploración definitiva

Sitio: 3' Sondeo: IID

q_c / σ'_v

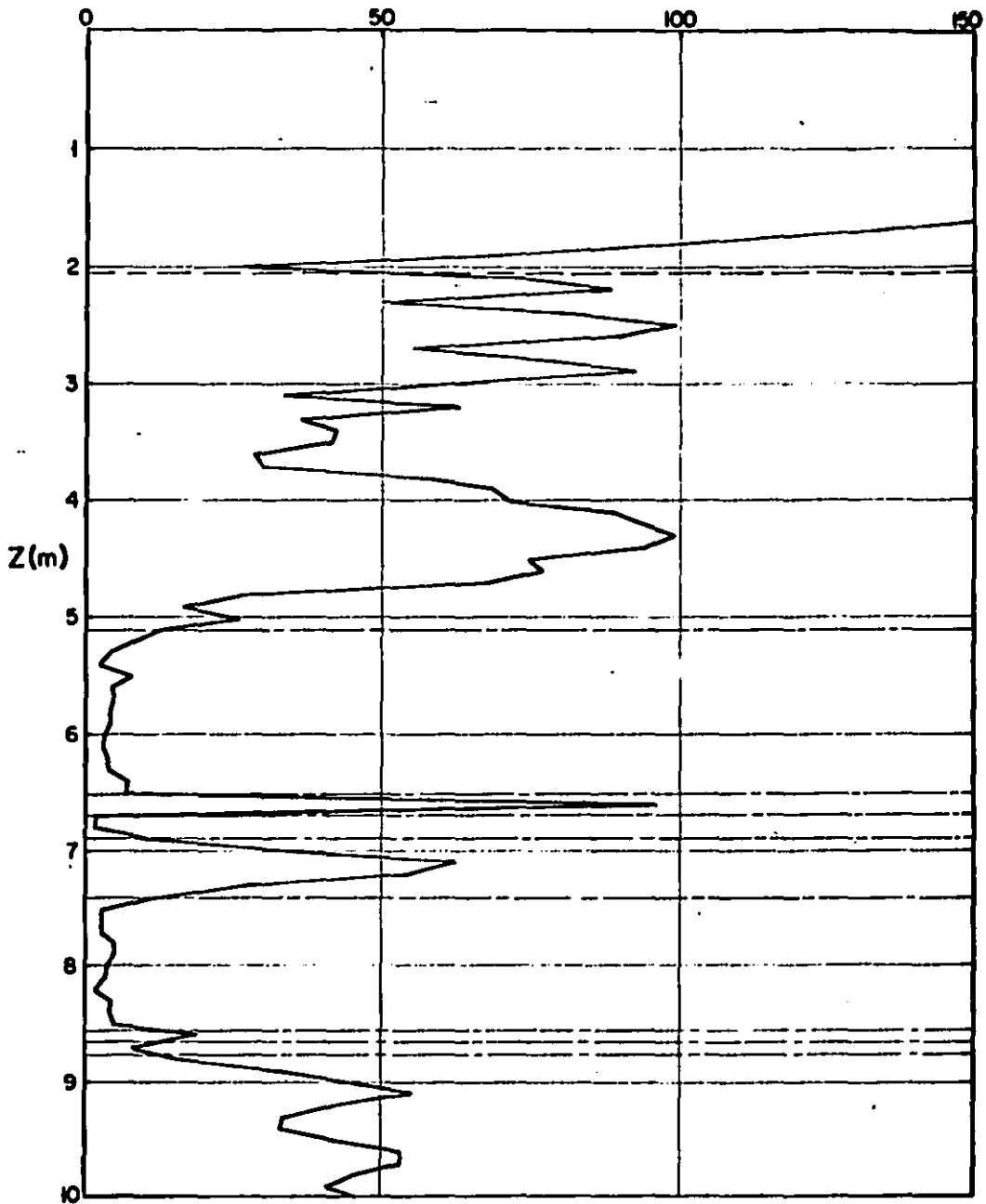
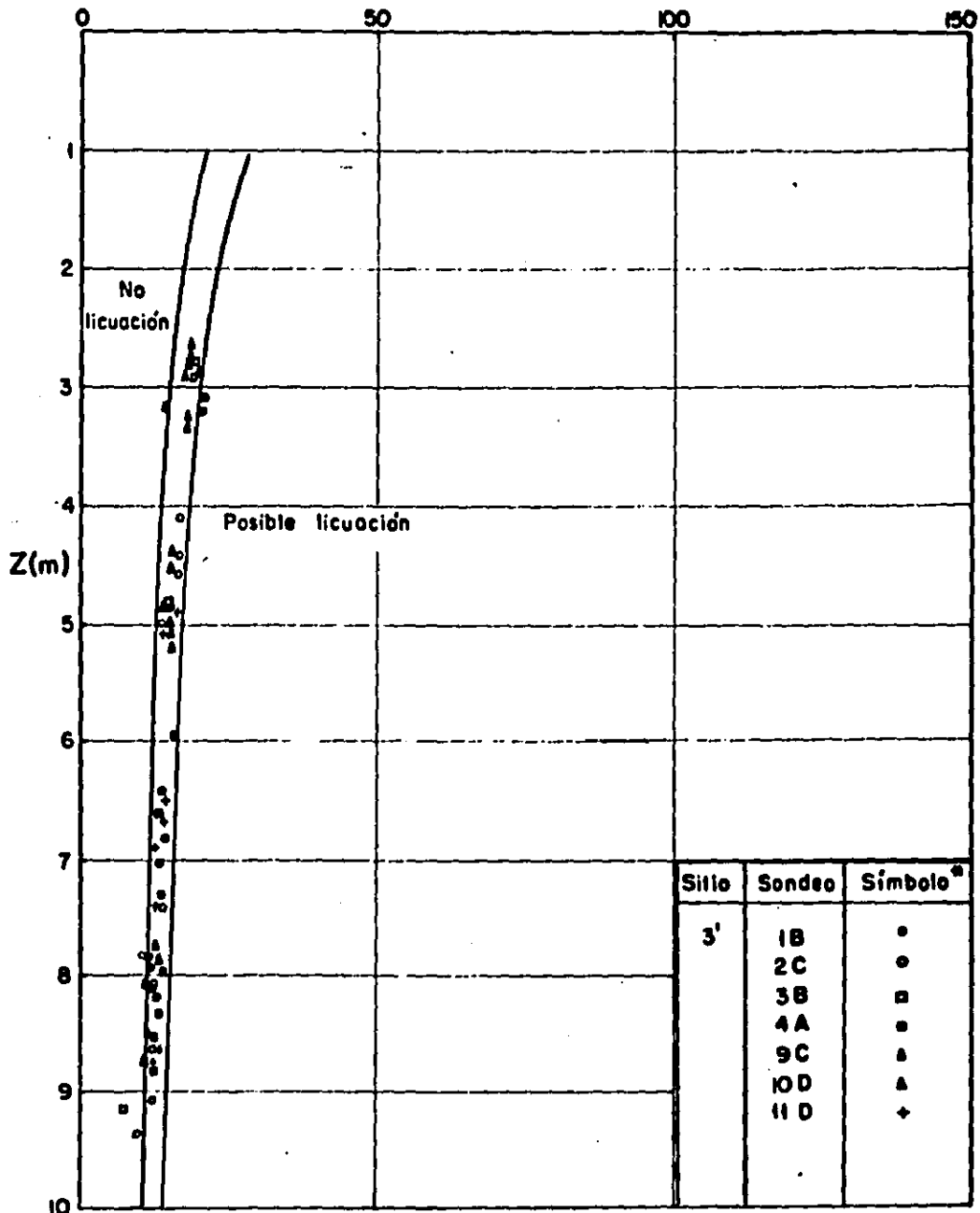


Figura 3.37 Exploración definitiva



^a Los puntos indicados corresponden a las intersecciones entre los diagramas q_c / σ_v' contra Z (m), de cada sondeo, y las fronteras de los estratos de suelo fino no susceptible de licuarse.

Figura 3.38 Curvas límite para estratos de suelo fino no susceptible de licuarse en el valle de Mexicali.

$$q_c/\sigma_v' = 12.31 \times \sigma_v'^{-0.29} \exp(2.91 \times Cr\%/100) \quad (\text{Schmertmann, 1978-b y Baldi y otros, 1985})$$

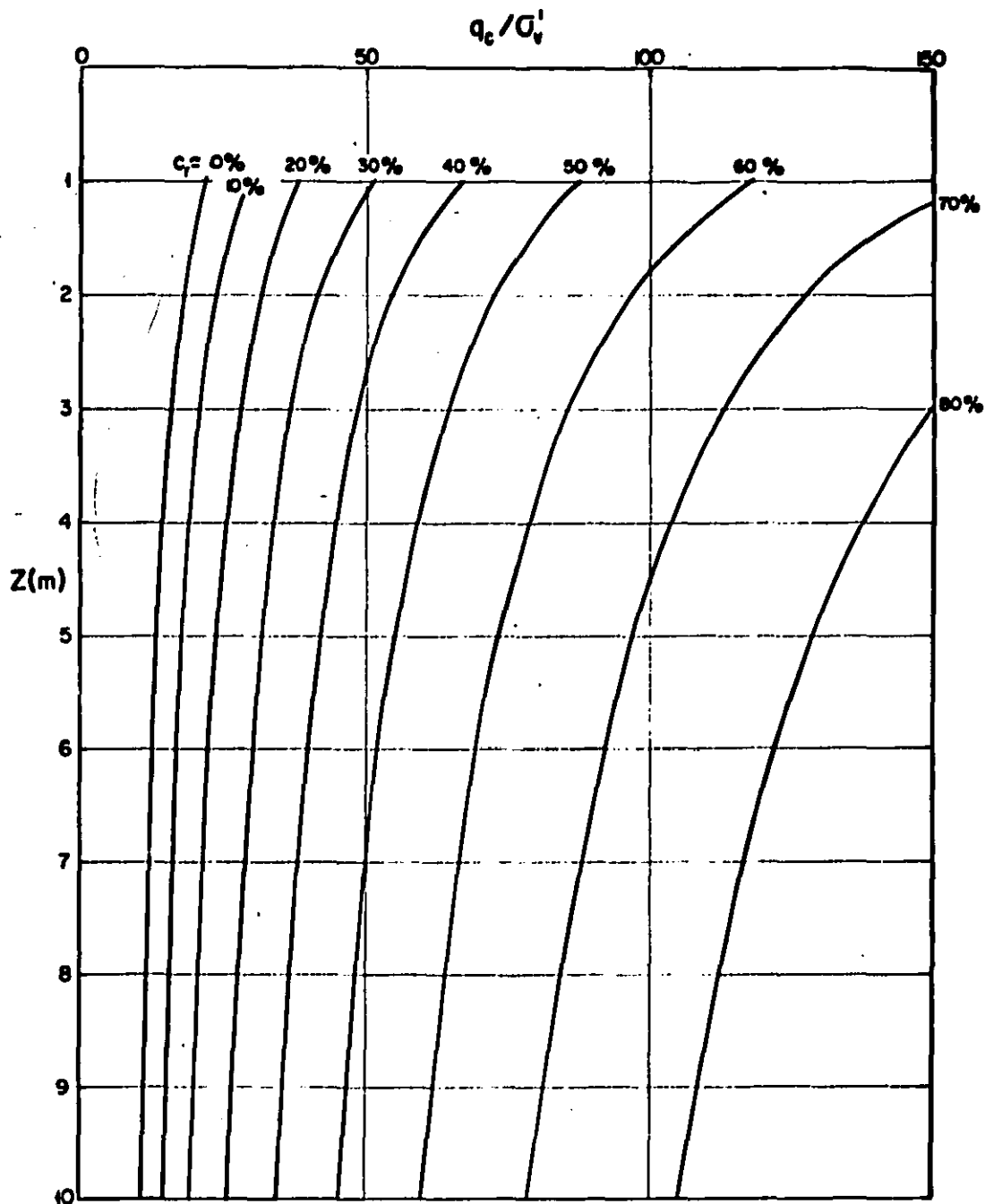
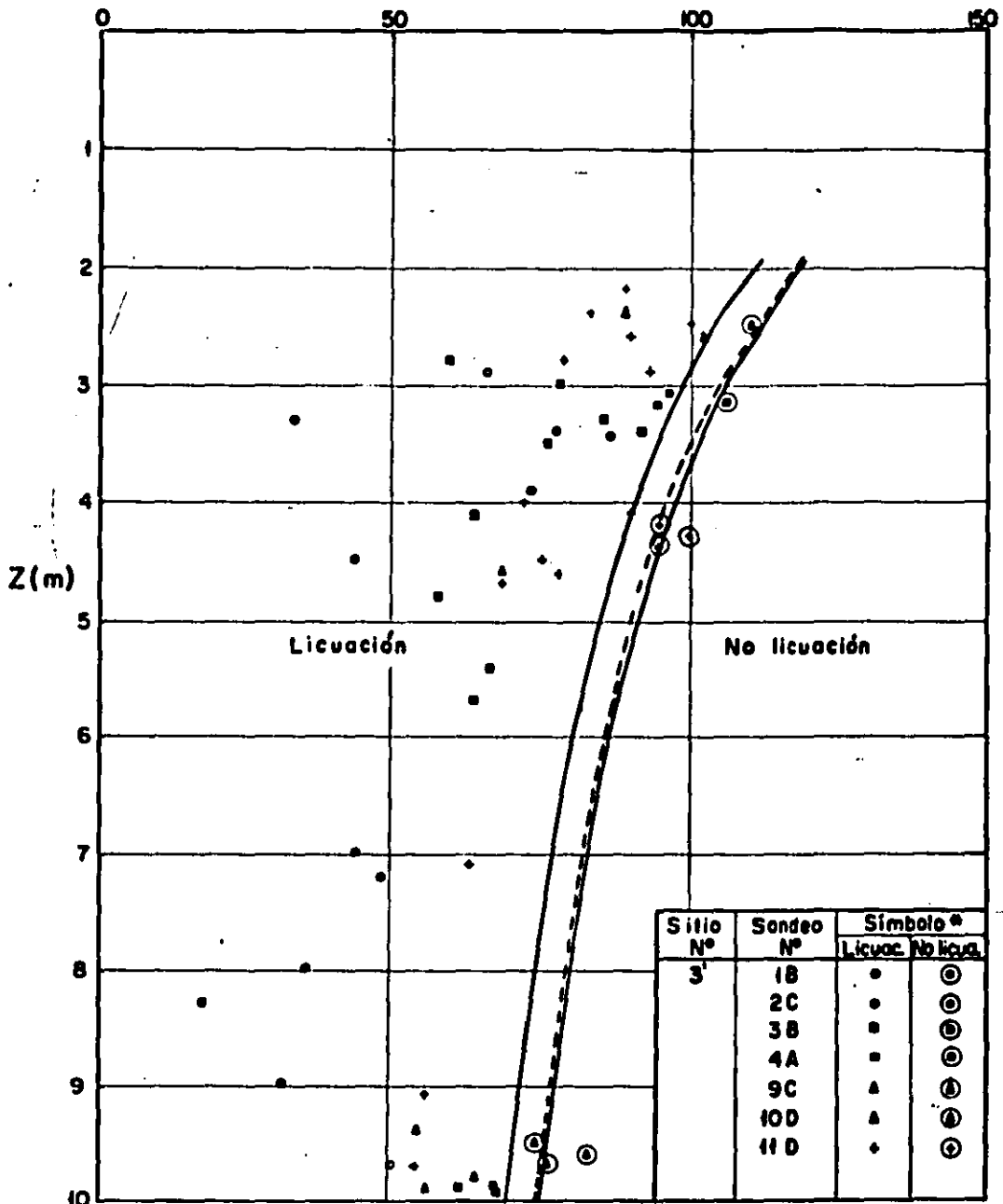


Figura 3.39 Variación, aproximada, de q_c/σ_v' con la profundidad, Z (m), y con la compacidad relativa, C_r , para depósitos, normalmente consolidados, de arena fina, cuarzosa, saturada, uniforme, no cementada y geológicamente reciente, cuando son penetrados con un cono eléctrico tipo fugo estándar, a una velocidad de 2 cm/seg (La obtención de estas curvas aparece en detalle en la tabla 3.6)



* Los puntos representados en esta gráfica son los analizados en la tabla 3.9

Figura 340—Curvas límite, que separan condiciones de licuación y de no licuación para estratos de suelo granular fino, que varían entre limos de baja plasticidad y arenas muy finas, poco limosas, en el valle de Mexicali, para $a_{máx} = 0.60$ a $Q65$ g
 --- Curva límite según Seed y otros (1983, 1985), para sismos de $M=6.4$ y suelos con $D_{50} < 0.15$ mm, basándose en una relación $q_c / N = 3.5$ kg/cm²

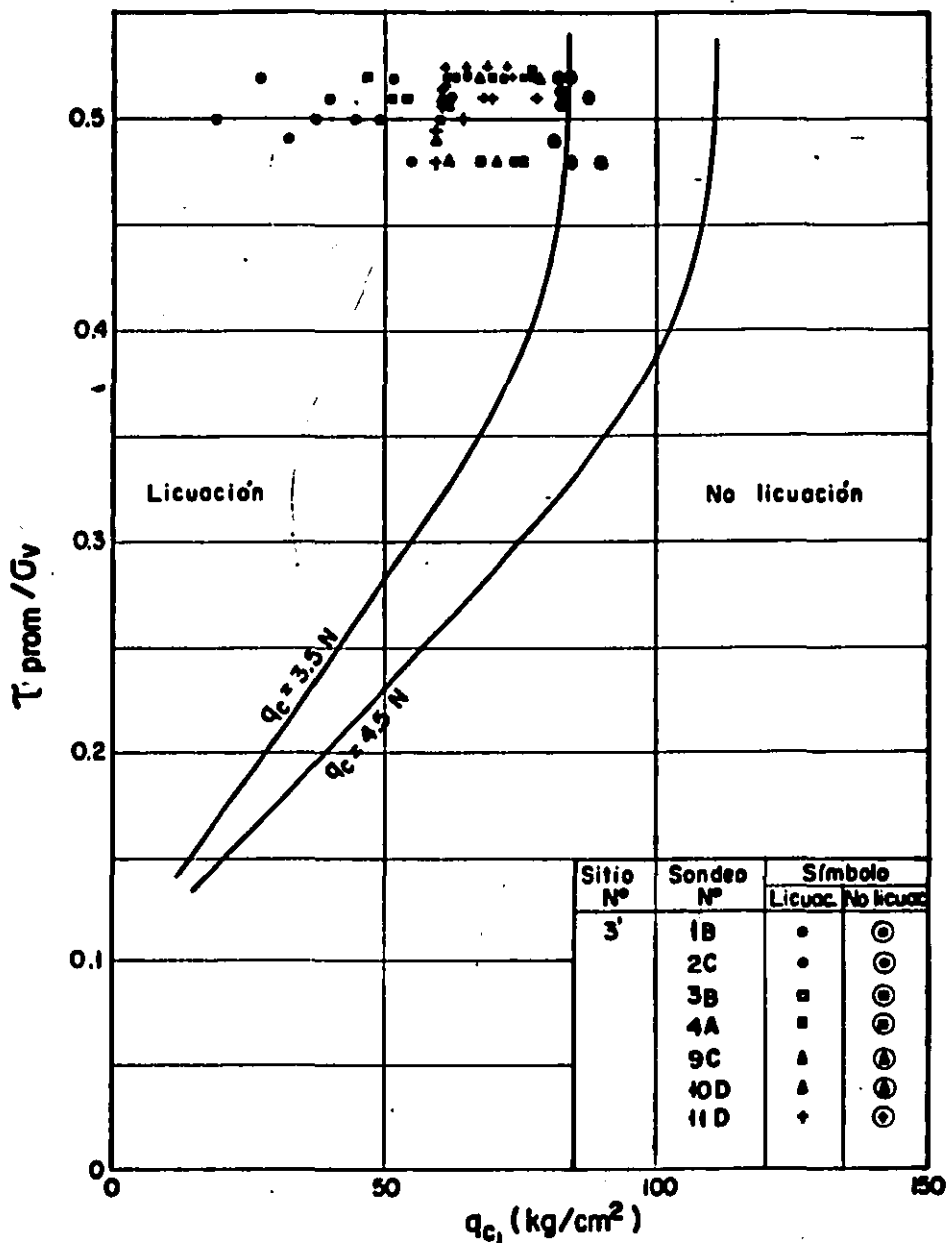
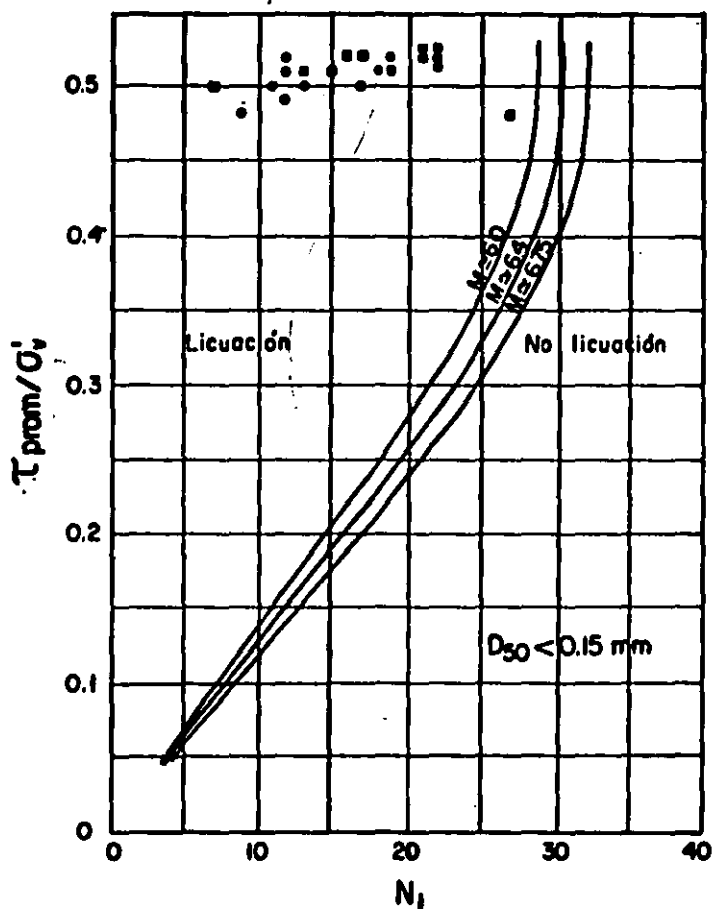


Figura 3.41 Evaluación del potencial de licuación por el método de Seed y otros (1983 y 1985), para sismos de $M=6.4$ y suelos con $D_{50} < 0.15$ mm, basándose en una relación $q_c / N = 3.5$ a 4.5 kg/cm²



Sitio N°	Sondeo N°	Símbolo	
		Licuac	No licuac
3'	2A	•	⊙
	4C	▪	●

Figura 3.42 Evaluación del potencial de licuación por el método de Seed y otros (1983 y 1985)

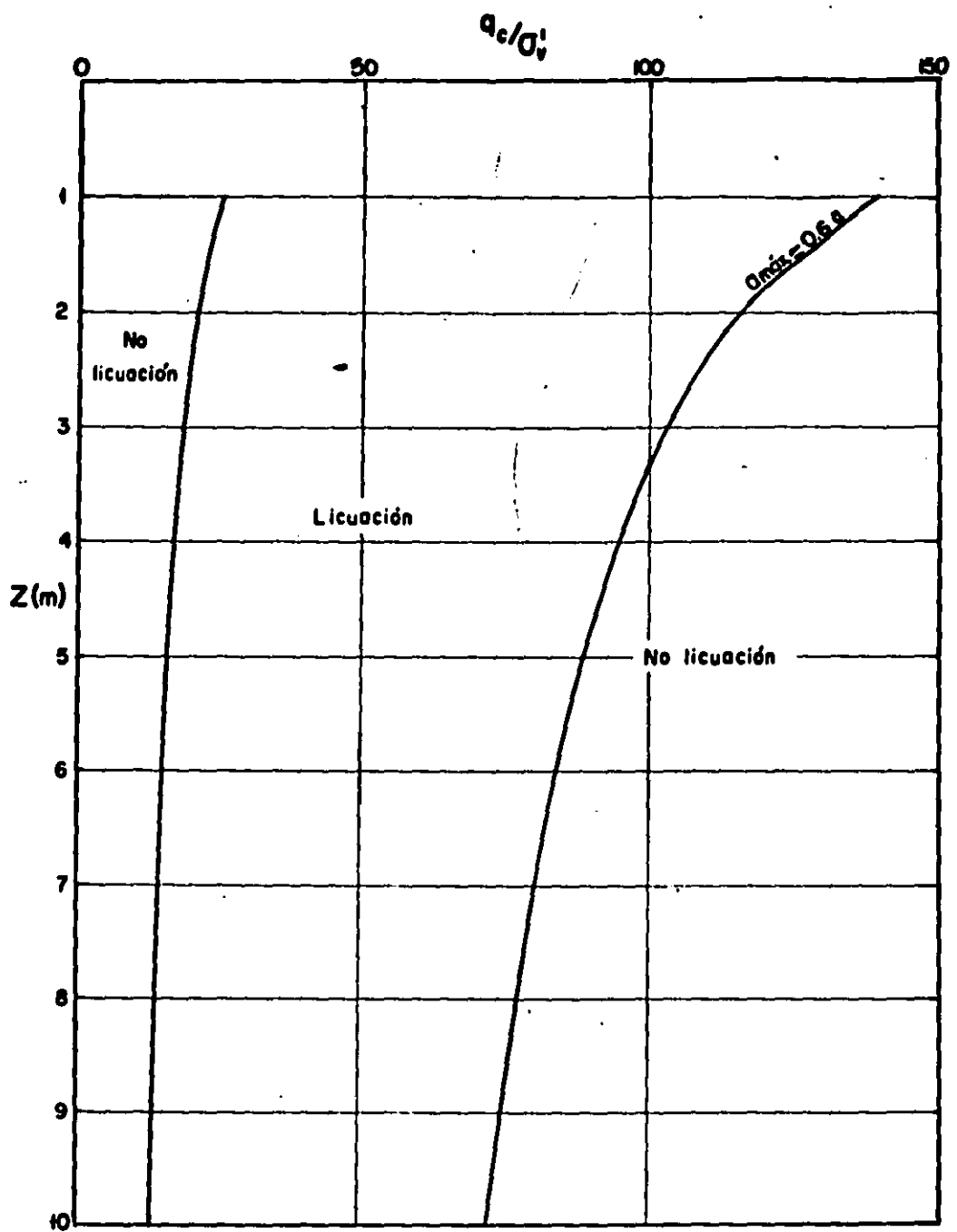


Figura 3.43 Curvas límite promedio por izquierda y por derecha (para $a_{máx} = 0.6g$) obtenidas con base en datos del Valle de Mexicali

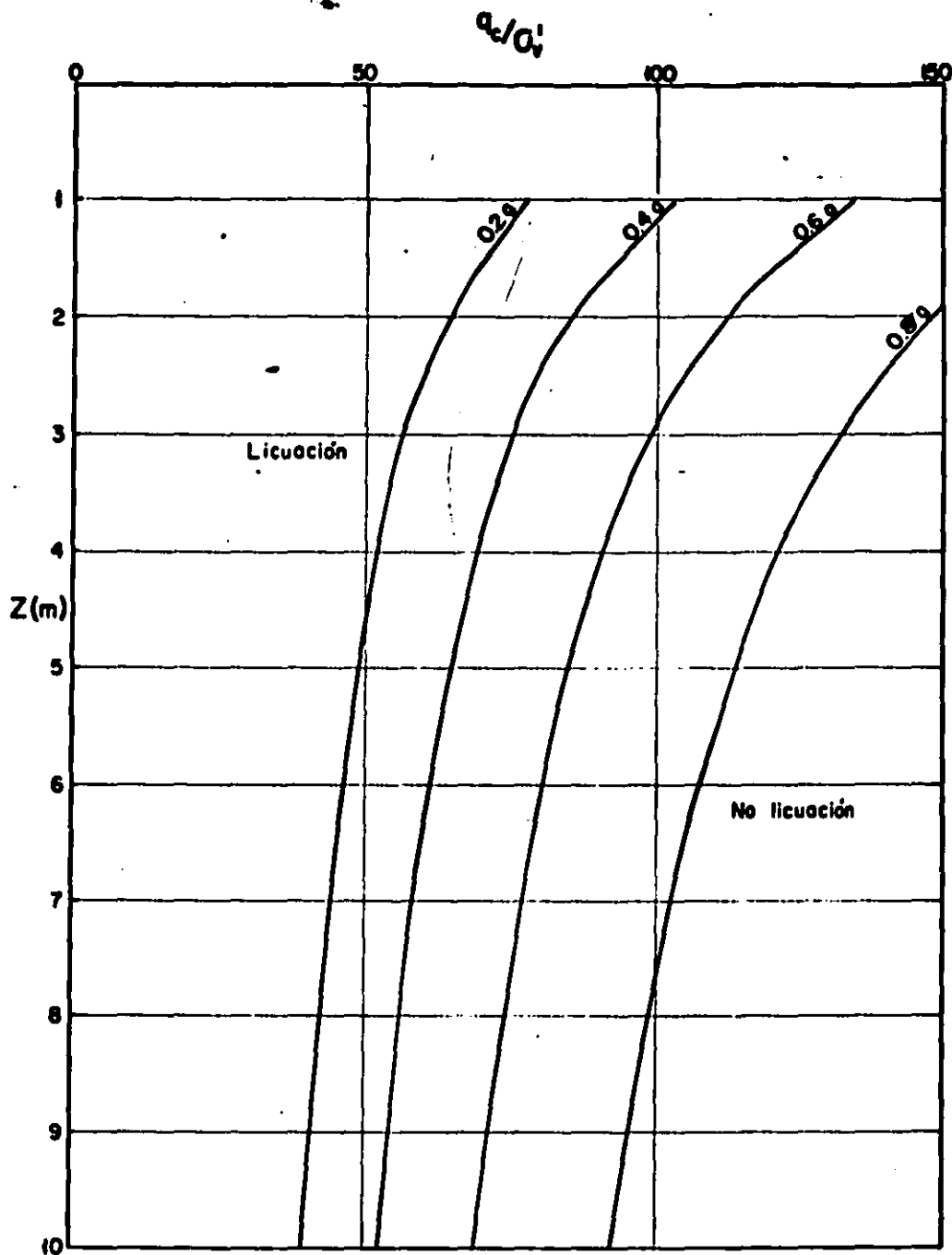


Figura 3.44 Curvas límite por derecha para valores de $a_{máx}$ variables entre 0.2 y 0.8 g obtenidas con base en datos de los Valles de Mexicali e Imperial

4. METODO PARA EVALUAR EL POTENCIAL DE LICUACION DE UN DEPOSITO DE SUELO GRANULAR FINO, CON BASE EN RESULTADOS DE CPT

4.1. Introducción

Con base en los tres capítulos anteriores, en éste se propone un método para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo granular fino, a partir de los resultados obtenidos con CPT. Dicha propuesta constituye el objetivo principal de este trabajo (figura 4-1).

En primer término se exponen las condiciones bajo las cuales se puede aplicar dicho método y las limitaciones del mismo. Seguidamente, se describe al método en sí (que está basado en la correlación obtenida en el capítulo 3) y finalmente se presenta un ejemplo de aplicación a un caso concreto, para ilustrar mejor lo anterior.

4.2. Condiciones para la aplicación del método y limitaciones del mismo

Por ser un criterio de campo, una de las principales ventajas del método que aquí se propone radica en su simplicidad. Por el mismo motivo, debe tenerse presente que sólo será aplicable en condiciones similares a aquellas para las cuales fue obtenido.

De acuerdo con lo anterior, sólo se podrá evaluar con dicho método el potencial de licuación de depósitos normalmente consolidados, formados en los 10m superiores principalmente por suelos saturados que comprendan desde arenas finas hasta limos de baja plasticidad, no cementados y geológicamente recientes. La base para esta evaluación serán los datos (q_c y f_s/q_c) obtenidos en dichos depósitos a partir de pruebas de penetración con cono estático eléctrico (CPT), tipo Fugro estándar, hincado a una velocidad de 2 cm/seg.

Por otra parte, las curvas límite por izquierda y por derecha (figuras 3-38 y 3-44 respectivamente) y el valor límite de f_s/q_c igual a 2.5%, en los cuales está basado, no son definitivos y podrán mejorarse a medida que se vayan analizando más datos (de acuerdo con lo indicado en el capítulo 3) correspondientes a sitios que se licuaron y que no se licuaron bajo la acción de sismos

diferentes.

Teniendo en cuenta lo expresado en este punto y en los capítulos anteriores, puede decirse que a través de pruebas CPT se puede medir la resistencia a la penetración de un depósito de suelo en forma continua y repetible, para luego por medio del método propuesto en este trabajo, hacer una evaluación del potencial de licuación del mismo e identificar áreas críticas potenciales. En dichas áreas puede ser requerida una determinación más detallada que incluya pruebas CPT adicionales y algunos muestreos alterados (hechos con el muestreador de tubo partido de la prueba SPT o con barreno helicoidal).

4.3. Propuesta del método

Dado un depósito de suelo de características similares a las enunciadas en el punto anterior, los pasos a seguir para evaluar el potencial de licuación del mismo serán los siguientes:

- 1) Con base en los datos obtenidos con CPT y con la ayuda de cartas de clasificación de suelos como la de Robertson y Campanella (figura 3-7) y de correlaciones de tipo local existentes o de las que se puedan establecer en función de algunas muestras alteradas (SPT) que se extraigan, se determinará el perfil estratigráfico prestando especial atención a los estratos formados por suelo granular fino, debajo del N.F.. Asimismo serán necesarias algunas muestras "inalteradas" o calas volumétricas, para estimar los γ_d con los que se calcularán los σ'_v , para obtener posteriormente los diagramas de q_c/σ'_v en función de Z.
- 2) Los estratos de suelo con f_s/q_c mayor que 2.5% se considerarán no susceptibles de licuarse.
- 3) Los estratos de suelo con f_s/q_c menor que 2.5% se considerarán susceptibles de licuarse cuando sus diagramas de q_c/σ'_v en función de Z caigan a la derecha de las curvas límite de la figura 3-38 y a la izquierda de la curva límite de la figura 3-44 correspondiente a la $a_{m\acute{a}x}$ considerada en la evaluación. Cuando no se cumpla alguna de estas dos condiciones, dichos estratos de suelo se considerarán no susceptibles de licuarse.

4.4. Ejemplo de aplicación

Para ilustrar lo expresado hasta aquí se presenta un ejemplo de aplicación a un caso concreto. El sitio elegido corresponde a la investigación realizada por Bennett y otros (1984) en un lugar de la carretera Kornblom, en el Valle Imperial, muy cerca del mar Salton.

Con base en los datos de CPT (sondeo TK4) y de acuerdo con el procedimiento indicado en el punto anterior, se determinó el perfil estratigráfico (figura 4-2), se trazó el diagrama de q_c / σ'_v en función de la profundidad (figura 4-3) y se evaluó el potencial de licuación del lugar explorado, concluyéndose lo siguiente:

- Los estratos ubicados entre 4.1 y 4.7m y desde 6.10m hacia abajo (formados por limo arcilloso y arcilla) presentan valores de la relación f_s/q_c mayores que 2.5% y por lo tanto pueden considerarse no susceptibles de licuarse.
- Los demás estratos ubicados por debajo del N.F. (formados principalmente por limo arenoso y limo con f_s/q_c menor que 2.5%) pueden considerarse susceptibles de licuarse, para valores de $a_{m\acute{a}x}$ mayores o iguales que 0.6g. Esto se debe a que su diagrama de q_c / σ'_v en función de la profundidad (figura 4-3) cae a la derecha de las curvas límites de la figura 3-38 y a la izquierda de la curva límite de la figura 3-44 correspondiente a dicha $a_{m\acute{a}x}$. Sin embargo, estrictamente hablando, en la figura 4-3 se observan estratos delgados que pueden considerarse susceptibles de licuarse para valores de $a_{m\acute{a}x}$ menores que 0.6g, pero que debido al poco volumen de suelo que involucran, difícilmente producirían manifestaciones superficiales de licuación.

El análisis anterior coincide con las evidencias de campo con que se cuenta, ya que el sondeo elegido se encuentra en una zona en la cual se originaron gran cantidad de "volcanes de arena" como consecuencia del terremoto del 26 de abril de 1981, que produjo valores de $a_{m\acute{a}x}$ del orden de 0.7g en la misma. Dichos "volcanes de arena" arrojaron un material compuesto, principalmente, por limo y limo arenoso de características similares al que integra los estratos señalados como susceptibles de licuarse por la evaluación efectuada.

4.5. Conclusiones

- El método propuesto, el cual constituye el objetivo principal de este trabajo, permite evaluar el potencial de licuación en función directamente, de la forma en que varía q_c (normalizado con respecto a σ'_v) con la profundidad.
- Este método tiene validez solamente cuando se aplica bajo las condiciones establecidas en el punto 4.2 y debe tenerse presente que, como se desarrolló con base en pruebas sobre depósitos de suelo cuyo tamaño de grano era igual o menor que el de las arenas finas, si se aplica a arenas medias a gruesas puede conducir a errores, es decir, a considerar como no susceptibles de licuarse a suelos que en realidad sí lo son.
- Las curvas límite por izquierda (figura 3-38) y por derecha (figura 3-44) y el valor límite de f_s/q_c (2.5%) en los cuales está basado, no son definitivos y podrán ser mejorados a medida que se vayan analizando más datos correspondientes a sitios que se licuaron y que no se licuaron bajo la acción de sismos diferentes.
- A través de pruebas CPT se puede medir la resistencia a la penetración de un depósito de suelo en forma continua y repetible, para luego, por medio del método propuesto en este trabajo, hacer una evaluación del potencial de licuación del mismo e identificar áreas críticas potenciales, en las cuales puede ser requerida una determinación más detallada que incluya pruebas CPT y muestreos adicionales.

Método de campo para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo granular fino con base en resultados de CPT

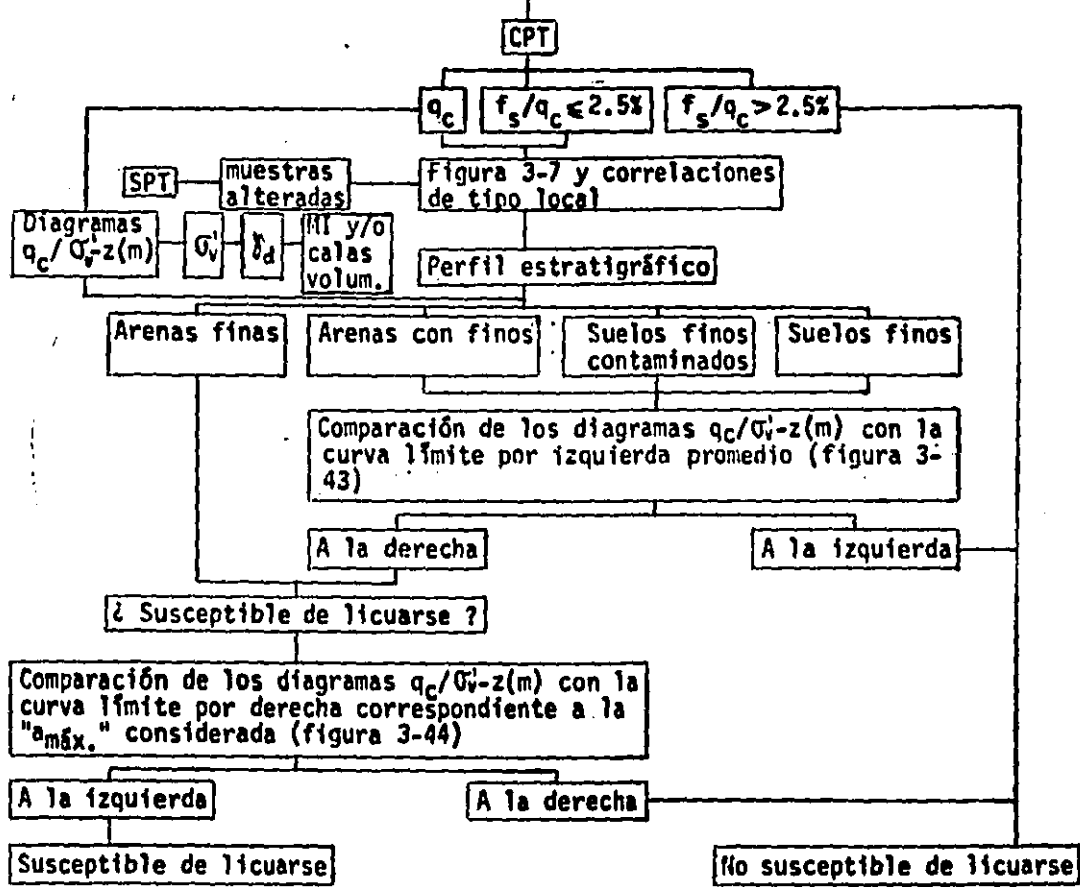


Figura 4-1: Esquema resumen del capítulo 4.

Sitio: Carretero Kornbloom, valle Imperial

Sondeo: TK4 (Bennett y otros, 1984)

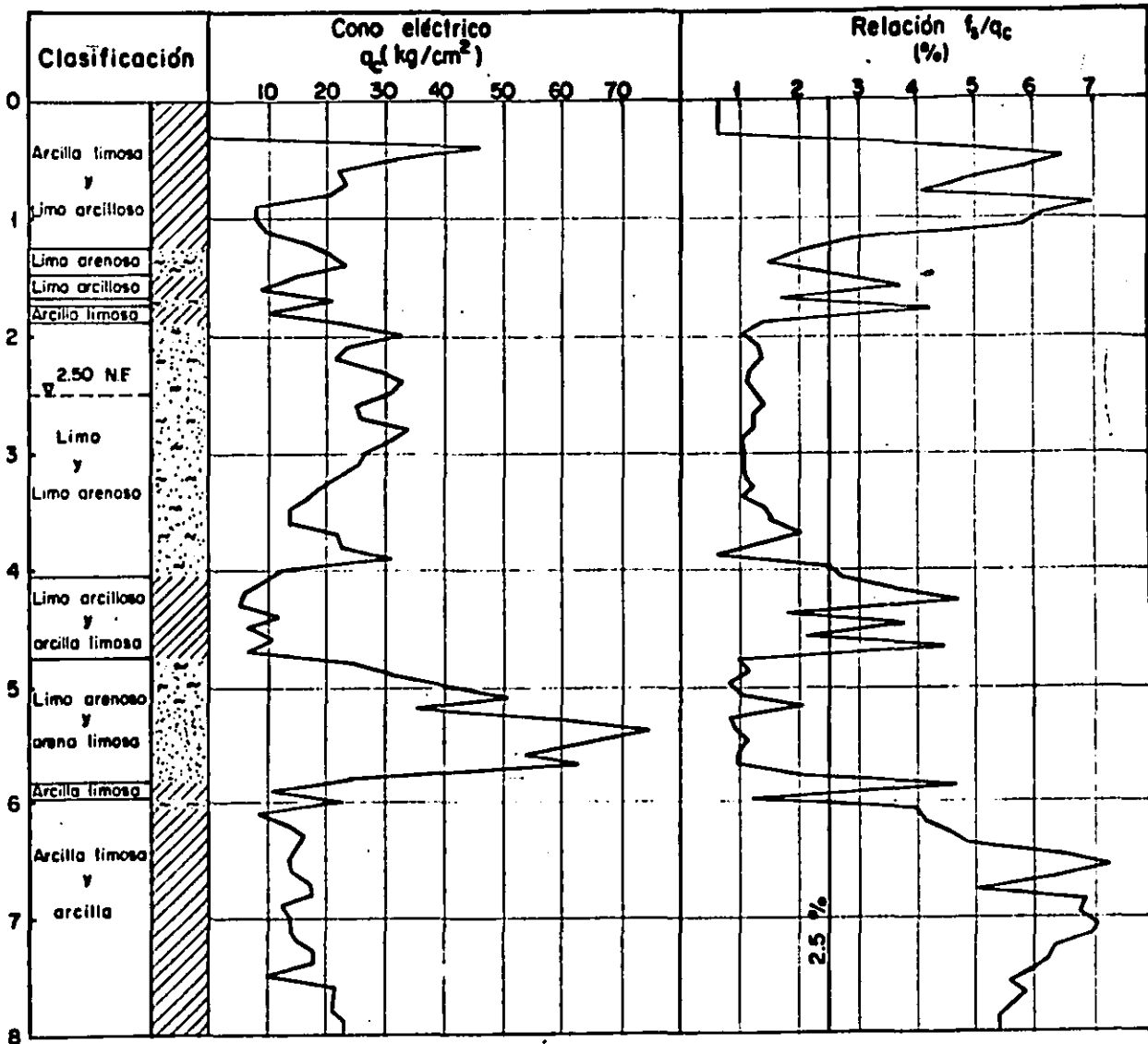


Figura 4.2 Resultados de la prueba CPT y perfil estratigráfico

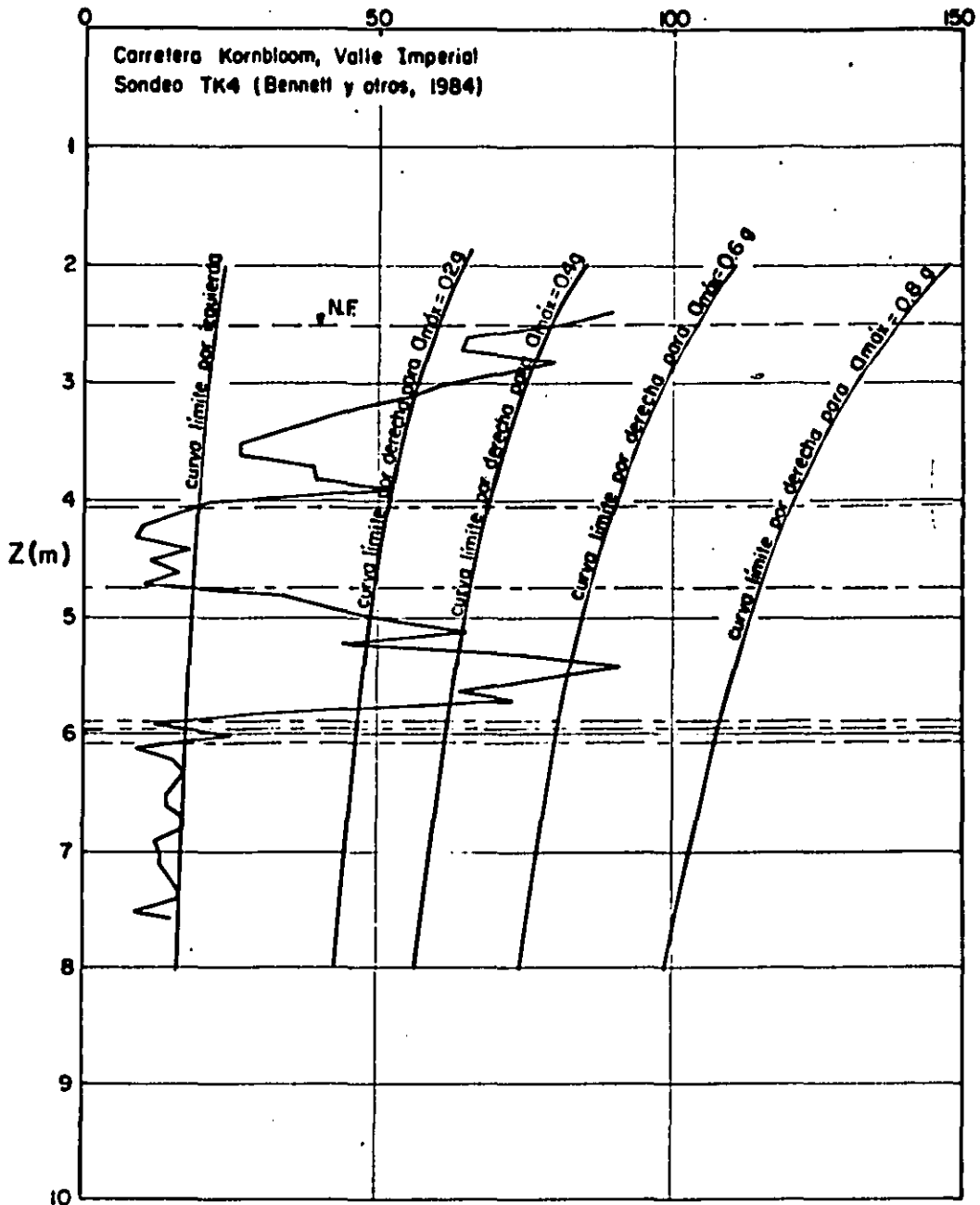


Figura 4.3 Determinación de la posición del diagrama de q_c / σ'_v en función de Z respecto de las curvas límite por izquierda y por derecha las líneas horizontales en trazo - - - indican, aproximadamente, las fronteras entre estratos diferentes.

5. CONCLUSIONES FINALES

1. A partir del análisis efectuado en este trabajo, puede afirmarse que, de entre los métodos de campo existentes para evaluar el potencial de licuación de un depósito de suelo, los más convenientes son aquellos basados en resultados de pruebas de penetración con cono estático eléctrico, tipo Fugro estándar. Sin embargo, no existe ninguno satisfactorio hasta la fecha, para hacer dicha evaluación en función principalmente, de la forma en que varía q_c con la profundidad.
2. Con el objeto de superar algunas de las limitaciones señaladas y con base en la información contenida en las investigaciones realizadas en los Valles de Mexicali e Imperial (después de los sismos del 15/10/79, del 8/6/80 y del 26/4/81), se obtuvieron las curvas límite por izquierda (figura 3-38) y por derecha (figura 3-44) y el valor límite (2.5%) para la relación f_s/q_c . Este valor límite debe usarse con carácter de apoyo de las curvas límite mencionadas, las cuales correlacionan la forma en que varía q_c/σ'_v (en función de la profundidad) con el potencial de licuación de un depósito de suelo granular fino. La información analizada comprendió un conjunto de pruebas de campo, especialmente 144 CPT, realizadas en sitios que se licuaron y que no se licuaron en los valles citados.
3. Con base en las curvas límite y en el valor límite citados, se propuso un método para evaluar el potencial de licuación de depósitos de suelo de características similares a aquellas para las cuales fue obtenido. Por lo tanto, con dicho método se puede hacer una evaluación del potencial de licuación (a través de los resultados de pruebas CPT) de depósitos normalmente consolidados formados principalmente por suelos saturados que comprendan desde arenas finas hasta limos de baja plasticidad, no cementados y geológicamente recientes, e identificar en ellos áreas críticas potenciales, en las cuales puede ser requerida una determinación más detallada que incluya pruebas CPT y muestreos adicionales.

4. Considerando todo el trabajo y estudio comprendidos en esta tesis, puede afirmarse que, a pesar de las limitaciones señaladas, se ha cumplido con las expectativas de la hipótesis planteada y con el objetivo que se propuso inicialmente.

6. RECOMENDACIONES

1. Una de las principales ventajas del método propuesto en este trabajo radica en su simplicidad pero, por el mismo motivo, debe tenerse presente que sólo es aplicable en condiciones similares a aquellas para las cuales fue obtenido. De manera especial, no debe perderse de vista que, como se desarrolló con base en pruebas sobre depósitos de suelo cuyo tamaño de grano era igual o menor que el de las arenas finas, si se aplica a arenas medias a gruesas puede conducir a errores, es decir, a considerar como no susceptibles de licuarse a suelos que en realidad sí lo son.
2. Las curvas límite por izquierda y por derecha (para valores de $a_{\text{máx}}$ variables entre 0.2 y 0.8 g.) y el valor límite f_s/q_c igual a 2.5%, en los cuales está basado el método propuesto, no son definitivos y podrán ser mejorados a medida que se vayan analizando más datos, de acuerdo con lo indicado en el capítulo 3, correspondientes a sitios que se licuaron y que no se licuaron bajo la acción de sismos diferentes. Estos sitios deberán ser no sólo de características similares a los ya analizados en este trabajo, sino también de características diferentes a los mismos, con el objeto de ampliar el alcance de dicho método para poder aplicarlo, por ejemplo, a depósitos de suelo formados principalmente por arenas gruesas y medias, saturadas.
3. La medición en forma continua de la presión de poro generada durante la penetración con cono (CPT-PP), tiene el potencial de mejorar la comprensión de los datos de CPT en lo que se refiere a la evaluación de la resistencia a la licuación de suelos granulares finos. Sin embargo, el uso de dicho parámetro como una medida de la resistencia a la licuación, es extremadamente difícil de cuantificar debido a las influencias de la permeabilidad del suelo y de las variaciones en el diseño del cono, sobre todo a partir de la pequeña cantidad de datos con que se cuenta hasta la fecha. Por lo tanto, se requiere más investigación y verificación de campo en esta área.

NOTACION

$a_{m\acute{a}x.}$	aceleraci3n máxima en la superficie del terreno (cm/seg ²)
C_0, C_1, C_2	constantes de la expresi3n de Schmertmann que relaciona a q_c con C_r y con σ'_v
CF	contenido de finos, es decir, porcentaje en peso de suelo que pasa por la malla No. 200 (%)
C_N	factor de correcci3n por el que se debe multiplicar a N para obtener N_1
CPT	prueba de penetraci3n con cono estático eléctrico
CPT-PP	prueba de penetraci3n con cono estático eléctrico con medici3n de presi3n de poro o piezocono
Cq_c	factor de correcci3n por el que se debe multiplicar a q_c para obtener q_{c1}
C_r	compacidad relativa (%)
D_{50}	diámetro para el cual el 50% en peso del suelo es de igual o menor tamaño (mm)
exp	número e = 2.7183
f_s	resistencia a la penetraci3n por fricci3n en la prueba CPT (kg/cm ²)
g	aceleraci3n de la gravedad (cm/seg ²)
H_w	profundidad del nivel del agua bajo la superficie de la tierra (m)
H_o	profundidad de la parte superior de la capa de arena bajo consideraci3n (m)

IP	índice de plasticidad (%)
LL	límite líquido (%)
ln	logaritmo natural
M	magnitud del sismo según la escala Richter
MA	muestreo alterado hecho con el muestreador de tubo partido de la prueba SPT o con barreno helicoidal
MI	muestreo inalterado hecho con tubo Shelby o con muestreador de pistón
M _L	magnitud local
M _S	magnitud medida con base en ondas de superficie
N	número de golpes, por pie, en la prueba SPT
N ₁	valor que tendría N bajo una presión efectiva de sobrecarga de 1 kg/cm ² (Método de Seed y otros, 1983 y 1985)
N.F.	nivel freático
q _c	resistencia a la penetración de punta en la prueba CPT (kg/cm ²)
q _{co}	función de la intensidad del sismo según la escala Mercalli modificada (Método de Zhou, 1980)
q _{c1}	valor que tendría q _c (kg/cm ²) bajo una presión efectiva de sobrecarga de 1 kg/cm ² (Método de Seed y otros, 1983 y 1985 y método de Robertson y Campanella, 1985)
q _c crit.	valor crítico de q _c (kg/cm ²) que separa condiciones de licuación y de no licuación hasta una profundidad de 15 m (Método de Zhou)
r _d	factor de reducción que se emplea para calcular τ_{prom}/σ'_v

SPT	prueba de penetración estándar
SUCS	sistema unificado de clasificación de suelos
u	presión de poro generada durante el hincado del cono (kg/cm^2)
u_s	presión de poro hidrostática (kg/cm^2)
w	contenido de agua (%)
z	profundidad (m)
γ_d	peso volumétrico seco (ton/m^3)
γ_m	peso volumétrico de la muestra inalterada (ton/m^3)
ΔN	variación en el número de golpes, por pie, en la prueba SPT
Δq_c	variación en la resistencia a la penetración de punta en la prueba CPT (kg/cm^2)
$\Delta \tau_L / \sigma'_v$	variación en la relación de esfuerzos cíclicos que produce licuación, para veinte ciclos, en función del CF del suelo
σ'_{ho}	esfuerzo horizontal efectivo inicial (kg/cm^2)
σ_v	esfuerzo vertical total (kg/cm^2)
σ'_v	esfuerzo vertical efectivo (kg/cm^2)
τ_{prom} / σ'_v	relación de esfuerzos cíclicos promedio
τ / σ'_v	relación de esfuerzos cíclicos

ABREVIATURAS

Se usaran las siguientes abreviaturas al escribir las referencias bibliográficas:

- ASCE-JGED: Journal of the Geotechnical Engineering Division of the American Society of Civil Engineers
- ASCE-JSMFD: Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division of the American Society of Civil Engineers
- Bull. Seis.
Soc. Amer.: Bulletin of the Seismological Society of America
- Can. Geotech.
J. : Canadian Geotechnical Journal
- CICESE: Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada, México
- DEPFI: División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM
- EERI: Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California
- ESOPT II: Proceedings of the second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam 1982
- ICSMFE: Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering
- ISSMFE: International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering
- MIT: Massachusetts Institute of Technology
- UBC: University of British Columbia
- UNAM: Universidad Nacional Autónoma de México
- WCEE: World Conference on Earthquake Engineering

LISTA DE TABLAS

- 2.1 Tipos generales de pruebas de penetración con cono (Baligh, 1975)
- 2.2 Tipos de cono cuasi-estático en uso (Baligh, 1975)

- 2.3 Factores de escala por los que deben multiplicarse las ordenadas de las curvas de las figuras 2-7, 2-11 y 2-17 para sismos de magnitud, M , distinta de 7.5 (Seed e Idriss, 1982)
- 2.4 Valores de q_{co} (ecuación 2.4) en función de la intensidad del sismo, según la escala Mercalli modificada (Zhou, 1981)

- 3.1 Exploración preliminar (Valle de Mexicali): Relación de sitios estudiados (Díaz Rodríguez, 1983)
- 3.2 Exploración preliminar (Valle de Mexicali): Tipo y profundidad de sondeos (Díaz Rodríguez, 1983)
- 3.3 Exploración del sitio definitivo (Valle de Mexicali): Relación de sondeos (Díaz Rodríguez, 1983)
- 3.4 Definición y descripción de la estratigrafía, combinando pruebas de laboratorio (Jiménez, 1986) y de campo (Díaz Rodríguez, 1982 y 1983), en el Valle de Mexicali
- 3.5 Sondeos efectuados en el Valle Imperial después de los sismos de 1979 y 1981
- 3.6 Obtención de las curvas que aparecen en la figura 3.39 (variación de q_c/σ'_v con Z , en m, y con C_r %)
- 3.7 Cálculo de la relación de esfuerzos cíclicos promedio, τ_{prom}/σ'_v , inducida por el sismo del Valle de Mexicali (8/6/80)
- 3.8 Cálculo de los esfuerzos verticales efectivos y totales, en el Valle de Mexicali
- 3.9 Evaluación del potencial de licuación por el método de Seed y otros (1983 y 1985), en el Valle de Mexicali

- 3.10 Obtención de la curva de q_c/σ'_v en función de $Z(m)$, que separa condiciones de licuación y de no licuación, según el método de Seed y otros (1983 y 1985), para sismos de $M = 6.4$ y suelos arenosos con $D_{50} < 0.15$ mm, basándose en una relación $q_c/N = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$

LISTA DE FIGURAS

- 2.1 Esquema resumen de la primera parte del capítulo 2
- 2.2 Conos mecánicos (Sanglerat, 1972)
- 2.3 Conos eléctricos (Baligh, 1975)
- 2.4 Cono Fugro visto en corte longitudinal (Sanglerat, 1972)
- 2.5 Comparación entre q_c obtenido con cono mecánico tipo Delft y q_c obtenido con cono eléctrico tipo Fugro estándar (Schmertmann, 1978-a)

- 2.6 Esquema resumen de la segunda parte del capítulo 2
- 2.7 Correlación entre la relación de esfuerzos cíclicos, τ/σ'_v , y el número de golpes de SPT corregido, N_1 , para arenas limpias, $D_{50} > 0.25$ mm (Seed e Idriss, 1982)
- 2.8 Rango de valores de r_d para diferentes tipos de suelo (Seed e Idriss, 1982)
- 2.9 Carta de valores de C_N y Cq_c (Seed e Idriss, 1982)
- 2.10 Carta para evaluar el potencial de licuación de arenas limpias ($D_{50} > 0.25$ mm) ante sismos de magnitudes diferentes (Seed e Idriss, 1982)
- 2.11 Correlación entre la relación de esfuerzos cíclicos, τ/σ'_v y la resistencia a la penetración de punta corregida, q_{c1} (Seed e Idriss, 1982)
- 2.12 Correlación entre la relación de esfuerzos cíclicos, τ/σ'_v , y la compacidad relativa, C_r , basada en datos de Christian y Swiger, 1975 (Robertson y Campanella, 1985)
- 2.13 Correlación entre la resistencia a la licuación y q_{c1} , obtenida a partir de la figura anterior y de las correlaciones entre q_c y C_r establecidas por Baldi y otros, 1982 (Robertson y Campanella, 1985)
- 2.14 Variación del factor de corrección, C_{qc} , con el esfuerzo vertical efectivo, σ'_v (Robertson y Campanella, 1985)

- 2.15 Variación de la relación q_c/N con el tamaño medio de grano, D_{50} en mm (Robertson y Campanella, 1985)
- 2.16 Resumen de las correlaciones entre la resistencia a la licuación y q_{c1} para arenas limpias (Robertson y Campanella, 1985)
- 2.17 Correlaciones entre la resistencia a la licuación y q_{c1} para arenas limpias y para arenas limosas (Robertson y Campanella, 1985)
- 2.18 Carta de clasificación de suelos, con base en CPT, mostrando la zona de suelos licuables propuesta (Robertson y Campanella, 1985)
- 2.19 Penetrómetro de punta cónica, estático, eléctrico, usado por Zhou (Zhou, 1980)
- 2.20 Comparación entre los distintos métodos para evaluar el potencial de licuación con base en CPT (Baldi y otros, 1985)

- 2.21 Esquema resumen de la tercera parte del capítulo 2
- 2.22 Variación de la resistencia de punta, q_c , con la profundidad (Sanglerat, 1972)
- 2.23 Variación de la resistencia de punta, q_c , con el esfuerzo vertical efectivo, σ'_v , en pruebas CPT sobre arena Edgar (Schmertmann, 1978-a)
- 2.24 Correlación entre q_c , σ'_v y C_r actualizada, línea continua, y anterior, línea discontinua (Schmertman, 1978-a y b)
- 2.25 Variación de la fricción lateral, f_s con la profundidad (Sanglerat, 1972)

- 3.1 Esquema resumen del capítulo 3
- 3.2 Mapa de ubicación de la Cuenca Salton, con los Valles Imperial (Estados Unidos) y de Mexicali (México) y los epicentros de los sismos de: .1. 18/5/40, .2. 15/10/79, .3. 8/6/80 y .4. 26/4/81 (Vonder, 1982)
- 3.3 Fallas principales en el Valle de Mexicali (Díaz Rodríguez, 1983)
- 3.4 Epicentros y áreas de influencia de los sismos de 1979 y 1980 en el Valle de Mexicali (Díaz Rodríguez, 1983)

- 3.5 Valle Imperial con los sitios en donde los efectos de la licuación fueron más notables después de los sismos del 15/10/79(*) y 26/4/81(○)
- 3.6 Localización de sitios para la exploración preliminar en el Valle de Mexicali (Díaz Rodríguez, 1983)
- 3.7 Carta de clasificación de suelos en función de datos obtenidos con cono estático eléctrico estándar (Robertson y Campanella, 1983-a)
- 3.8 Exploración preliminar. Sitio 1: SPT y CPT (Díaz Rodríguez, 1983)
- 3.9 Exploración preliminar. Sitio 2: SPT y CPT (Díaz Rodríguez, 1983)
- 3.10 Exploración preliminar. Sitio 3: SPT y CPT (Díaz Rodríguez, 1983)
- 3.11 Exploración preliminar. Sitio 3': SPT y CPT (Díaz Rodríguez, 1983)
- 3.12 Exploración preliminar. Sitio 4: SPT y CPT (Díaz Rodríguez, 1983)
- 3.13 Localización de sondeos para el sitio definitivo en el Valle de Mexicali (Díaz Rodríguez, 1983)
- 3.14 Exploración del sitio definitivo. Sondeos 2 A (SPT) y 2 C (CPT)
- 3.15 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 3 B (CPT)
- 3.16 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 9 C (CPT)
- 3.17 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 11 D (CPT)
- 3.18 Definición y descripción de la estratigrafía y diagramas de esfuerzos verticales, a partir de pruebas de laboratorio (Jiménez, 1986) y de campo (Díaz Rodríguez, 1982 y 1983), en el Valle de Mexicali
- 3.19 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 1 B, CPT-PP (Díaz Rodríguez, 1983)
- 3.20 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 3 D, CPT-PP (Díaz Rodríguez, 1982)
- 3.21 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 4 A, CPT-PP (Díaz Rodríguez, 1982)
- 3.22 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 10 D, CPT-PP (Díaz Rodríguez, 1982)
- 3.23 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 11 B, CPT-PP (Díaz Rodríguez, 1982)

- 3.24 Exploración preliminar. Corte estratigráfico de acuerdo con la figura 3-6
- 3.25 Exploración del sitio definitivo. Corte estratigráfico según el eje X-X de la figura 3-13
- 3.26 Exploración del sitio definitivo. Corte estratigráfico según el eje Y-Y de la figura 3-13
- 3.27 Exploración preliminar. Sondeo 1: Diagrama de q_c/σ'_v en función de $Z(m)$
- 3.28 Exploración preliminar. Sondeo 2: Diagrama de q_c/σ'_v en función de $Z(m)$
- 3.29 Exploración preliminar. Sondeo 3: Diagrama de q_c/σ'_v en función de $Z(m)$
- 3.30 Exploración preliminar. Sondeo 4: Diagrama de q_c/σ'_v en función de $Z(m)$
- 3.31 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 1 B: Diagrama de q_c/σ'_v en función de $Z(m)$
- 3.32 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 2 C: Diagrama de q_c/σ'_v en función de $Z(m)$
- 3.33 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 3 B: Diagrama de q_c/σ'_v en función de $Z(m)$
- 3.34 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 4 A: Diagrama de q_c/σ'_v en función de $Z(m)$
- 3.35 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 9 C: Diagrama de q_c/σ'_v en función de $Z(m)$
- 3.36 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 10 D: Diagrama de q_c/σ'_v en función de $Z(m)$
- 3.37 Exploración del sitio definitivo. Sondeo 11 D: Diagrama de q_c/σ'_v en función de $Z(m)$
- 3.38 Curvas límite para estratos de suelo fino no susceptible de licuarse, en el Valle de Mexicali

- 3.39 Variación, aproximada de q_c/σ'_v con la profundidad, $Z(m)$, para depósitos, normalmente consolidados, de arena fina, cuarzosa, saturada, uniforme, no cementada y geológicamente recientes, cuando son penetrados con un cono eléctrico tipo Fugro estándar a una velocidad de 2 cm/seg
- 3.40 ——— Curvas límite, que separan condiciones de licuación y de no-licuación, para estratos de suelo granular fino, que varían entre limos de baja plasticidad y arenas muy finas, poco limosas, en el Valle de Mexicali, para $a_{m\acute{a}x.} = 0.65 g$
----- Curva límite según Seed y otros (1983 y 1985), para sismos de $M = 6.4$ y suelos con $D_{50} < 0.15$ mm, basándose en una relación $q_c/N = 3.5 \text{ Kg/cm}^2$
- 3.41 Evaluación del potencial de licuación por el método de Seed y otros (1983 y 1985), para sismos de $M = 6.4$ y suelos con $D_{50} < 0.15$ mm, basándose en una relación $q_c/N = 3.5$ a 4.5 Kg/cm^2
- 3.42 Evaluación del potencial de licuación por el método de Seed y otros (1983 y 1985)
- 3.43 Curvas límite promedio por izquierda y por derecha (para $a_{m\acute{a}x.} = 0.6 g$), obtenidas con base en datos del Valle de Mexicali
- 3.44 Curvas límite por derecha para valores de $a_{m\acute{a}x.}$ variables entre 0.2 y 0.8 g, obtenidas con base en datos de los Valles de Mexicali e Imperial
- 4.1 Esquema resumen del capítulo 4
- 4.2 Resultados de la prueba CPT y perfil estratigráfico: sondeo TK 4, carretera Kombloom, Valle Imperial (Bennett y otros, 1984)
- 4.3 Determinación de la posición del diagrama de q_c/σ'_v en función de Z (sondeo TK 4) respecto de las curvas límite por izquierda y por derecha

R E F E R E N C I A S

Arulmoli, K.; Arulanandan, K. & Seed, H.B. (1985)
"New Method for Evaluating Liquefaction Potencial"
ASCE- JGED, Vol. 111, N° 1, January, pp. 95- 114.

American Society for Testing and Materials (1979)
"Standard Method for Deep Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests of Soil"
Designation D3441, Philadelphia, PA.

Baldi, G.; Bellotti, R.; Ghionna, V.; Jamiolkowski, M. & Pasqualini, E. (1981)
"Cone Resistance of a Dry Medium Sand"
10th. ICSMFE, Stockholm, Sweden, Vol. 2, pp. 427-432.

(1982)

"Design Parameters for Sands from CPT"
ESOPT II, pp. 425-432.

(1985)

"Penetration Resistance and Liquefaction of Sands"
11th. ICSMFE, San Francisco, California, pp. 1891-1896.

Baligh, M.M. (1975)

"Theory of Deep Site Static Cone Penetration Resistance"
Report N° R75-56, Department of Civil Engineering, M.I.T., Cambridge, Mass.,
September.

Bennett, M.J.; Youd, T.L.; Hays, E.L. & Wieczorek, G.F. (1981)

"Subsurface Investigation of Liquefaction, Imperial Valley Earthquake, California,
October 15th., 1979"
U.S. Geological Survey Open-File Report 81-502, 1981, 83 P.

Bennett, M. J.; Mc Laughlin, P.V., Sarmiento, J.S. & Youd, T.L. (1984)

"Geotechnical Investigation of Liquefaction Sites, Imperial Valley, California"
U.S. Geological Survey Open-File Report 84-252, 103 P.

Brandow, G.E. & Leeds, D.J. (1980)

"Imperial County, California, Earthquake October 15, 1979"
EERI, Reconnaissance Report, February.

Campanella, R.G.; Robertson, P.K. & Gillespie, D. (1982)

"Cone Penetration Testing in Deltaic Soils"
Soil Mechanics Series N° 59, Department of Civil Engineering, U.B.C., Vancouver,
Canada, June.

(1984)

"Piezometer-Friction Cone Investigation at a Tailings Dam"
Can. Geotech. J., Vol. 21, pp. 551-562

Chapman, G.A. & Donald, I.B. (1981)
"Interpretation of Static Penetration Tests in Sand"
10th. ICSMFE, Stockholm, Sweden, Vol. 2, pp. 455-458.

Christian, J.T. & Swiger, W.F. (1975)
"Statistics of Liquefaction and SPT Results"
ASCE-JGED, Vol. 101, N° GT11, November, pp. 1135-1150.

De Ruiter, J. (1971)
"Electric Penetrometer for Site Investigations"
ASCE-JSMFD, Vol. 97, N° SM2, February, pp. 457-472.

(1981)
"Current Penetrometer Practice. State of the Art Report"
Proceedings ASCE Convention, Session 35 on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, Missouri, October.

(1982)
"The Static Cone Penetration Test. State of the Art Report"
ESOPT II, pp. 389-405.

Díaz Rodríguez, J.A. (1982)
"Investigación de las Condiciones del Subsuelo en el Distrito de Riego 14, B.C.N."
Informe Interno, D.E.P.F.I., U.N.A.M., México.

(1983)
"Investigación del Comportamiento Sísmico de Suelos Granulares Finos"
D.E.P.F.I., U.N.A.M., México.

Douglas, B.J. & Martin, G.R. (1982)
"In-situ Testing in Regions Liquefied during the 1979 Imperial Valley Earthquake"
Grant N° PFR-8007419, National Science Foundation, Washington D.C..

Fletcher, G.F.A. (1965)
"SPT: Its Uses and Abuses"
ASCE-JSMFD, Vol. 91, pp. 67-75.

ISSMFE (1977)
"Report of the Subcommittee on Standardization of Penetration Testing in Europe"
9th. ICSMFE, Tokyo, Japan, Vol. 3, pp. 95-152.

Jiménez, R. (1986)
"Uso del Penetrómetro Eléctrico para la Exploración de Suelos Granulares Finos"
Tesis en desarrollo para la obtención del grado de Maestro en Ingeniería (Mecánica de Suelos), D.E.P.F.I., U.N.A.M., México.

Joyner, W.B. & Boore, D.M. (1981)
"Peak Horizontal Acceleration and Velocity from Strong-Motion Records including Records from the 1979 Imperial Valley, California, Earthquake"
Bull. Seis. Soc. Amer., Vol. 71, N° 6, Dec., pp. 2011-2038.

Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1984)
Mecánica de Suelos
Editorial Limusa, México.

Lomnitz, C.; Moser, F.; Allen, C.R.; Brune, J.N. & Thatcher, W. (1970)
"Seismicity and Tectonics of Northern Gulf of California Region, Mexico.
Preliminary Results"
Geofísica Internacional, Vol. 20, N° 2, pp. 37-48.

Martin, G.R. & Douglas, B.J. (1981)
"Evaluation of the Cone Penetrometer for Liquefaction Hazard Assessment"
U.S. Geological Survey Open-File Report 81-284.

Mathiesen, R.B. & Porcella, R.L. (1979)
"Strong-Motion Data Summary Imperial Valley Earthquake of October 15, 1979
and Aftershocks"
U.S. Geological Survey Circular 818-C, Seismic Engineering Program Report,
Sept.-Dec..

Mena, E.; Muriá, D. & Prince, J. (1981)
"Sismo del Valle de Mexicali del 9 de Junio de 1980. Segunda Parte: Procesa-
miento de Registros Obtenidos en Acelerógrafos Analógicos"
Proyecto 0747, Instituto de Ingeniería, U.N.A.M., octubre.

Mitchell, J.K. & Durgunoglu, H.T. (1973)
"In-situ Strength by Static Cone Penetration Test"
8th. ICSMFE, Vol. 1, pp.279-286.

Miura, S.; Toki, S. & Tanizawa, F. (1984)
"Cone Penetration Characteristics and its Correlation to Static and Cyclic
Deformation-Strength Behaviours of Unisotropic Sand"
Soils and Foundations, Vol. 24, N° 2, June, pp. 58-74.

Okusa, S.; Anma, S. & Maikuma, H. (1980)
"Liquefaction of Mine Tailings in the 1978 Izu-Ohshima-Kinkai Earthquake,
Central Japan"
7th. WCEE, Istanbul, Turkey, Vol. 3, pp. 89-96.

Reyes, A. (1980)
"Reporte Preliminar del Sismo Victoria, B.C.N. del 8 de Junio de 1980 (M=6.7)"
Informe técnico GE080-02, Depto. de Geofísica, CICESE.

Robertson, P.K. & Campanella, R.G. (1983)
"Interpretation of Cone Penetration Tests. Part I: Sand"
Can. Geotech. J., Vol. 20, pp. 718-733.

(1985)
"Liquefaction Potential of Sands Using the CPT"
ASCE-JGED, Vol. 111, N° 3, March, pp. 384-403

Robertson, P.K.; Campanella, R.G. & Wightman, A. (1983)
"SPT-CPT Correlations"
ASCE-JGED, Vol. 109, N°GT11, Nov., pp. 1449-1459

Robertson, P.K.; Campanella, R.G.; Gillespie, D. & Rice, A. (1986)
"Seismic CPT to Measure In-situ Shear Wave Velocity"
ASCE-JGED, Vol. 112, N° 8, August, pp. 791-803.

Sanglerat, G. (1972)
"The Penetrometer and Soil Exploration"
Elsevier Publishing Co., New York, 1972.

Schmertmann, J.H. (1978-a)
"Guidelines for Cone Penetration Test, Performance and Design"
Report FHWA-TS-78-209, Federal Highway Administration, Washington, D.C.,
July, 145 P.

(1978-b)
"Study of Feasibility of Using Wissa-Type Piezometer Probe to Identify
Liquefaction Potential of Saturated Fine Sands"
Technical Report 5-78-2, Waterways Experiment Station, U.S. Army Corps of
Engineers, Vicksburg, Miss..

Seed, H.B. & Idriss, I.M. (1982)
"Ground Motions and Soil Liquefaction during Earthquake"
EERI, Berkeley, California.

Seed, H.B.; Idriss, I.M. & Arango, I. (1983)
"Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data"
ASCE-JGED, Vol. 11, N°12, Dec., pp.1425-1445.

Senneset, K.; Janbu, N. & Svano, G. (1982)
"Strength and Deformation Parameters from Cone Penetration Tests"
ESOPT II, pp. 863-870.

Smits, F.P. (1982)
"Cone Penetration Tests in Dry Sand"
ESOPT II, pp. 877-881.

Tokimatsu, K. & Yoshimi, Y. (1983)
"Empirical Correlations of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines
Content"
Soils and Foundations, Vol. 23, N° 4, Dec., pp.56-74.

Vesić, A.S. (1972)
"Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass"
ASCE-JSMFD, Vol. 98, N° SM3, March, pp. 265-290.

Vonder Haar, S. (1982)
"Surface Ruptures East of Mexicali from the Imperial Valley Earthquake of
15 October 1979"
Bull. Seis. Soc. Amer., Vol. 72, N° 2, April, pp. 663-668.

Youd, T.L. & Wiczorek, G.F. (1982)
"Liquefaction and Secondary Ground Failure"
The 1979 Imperial Valley Earthquakes, U.S. Geological Survey Professional
Paper 1254, pp. 223-246

(1984)

"Liquefaction during the 1981 and Previous Earthquakes near Westmorland,
California"
U.S. Geological Survey Open-File Report 84-680, 36 P.

Youd, T.L. & Bennett, M.J. (1983)
"Liquefaction Sites, Imperial Valley, California"
ASCE-JGED, Vol. 109, N° 3, March, pp. 440-457.

Zhou, S. (1980)
"Evaluation of the liquefaction of Sand by Static Cone Penetration Test"
7th. WCEE, Istanbul, Turkey, Vol. 3, pp. 156-162.

(1981)

"Influence of Fines on Evaluating Liquefaction of Sand by CPT"
Proceedings of the 1981 International Conference on Recent Advances in Geo-
technical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, Missouri,
Vol. 1, pp. 167-172.